



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LE
CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES DANS LE SYSTÈME DE
REPRISE DES CHARGES GRAVITAIRES DES BÂTIMENTS EN
BÉTON CONTREVENTÉS PAR MURS DE REFEND

Mémoire de Maîtrise ès Sciences Appliquées
Spécialité : génie civil

Composition du jury :
Patrick PAULTRE (directeur de recherche)
Jean PROULX (rapporteur)
Pierre LÉGER
Charles-Philippe LAMARCHE

Mathieu CHOINIÈRE

RÉSUMÉ

Le dimensionnement des éléments du système de reprise des charges gravitaires (SRCG) est une partie critique de la conception parasismique des bâtiments multiétagés en béton armé. Lors de récents événements majeurs tels que Northridge (1994), Haïti (2010) et Christchurch (2011), des bâtiments se sont effondrés avant même que le système de reprise des charges sismiques (SRFS) ait atteint sa limite, puisqu'un ou plusieurs composants du SRCG ont subi la rupture sous l'effet des grandes déformations. De récentes recherches ont montré que l'utilisation d'un simple modèle linéaire pour la détermination des efforts dans le SRCG peut mener à une importante sous-estimation des demandes dans certains éléments. De ce fait, la norme CSA A23.3-14 exige maintenant de tenir compte du profil inélastique des déplacements et du mouvement de la fondation pour calculer les efforts dans le SRCG. Or, ces deux éléments sont complexes à mettre en oeuvre d'un point de vue informatique et sont rarement considérés en pratique. Une méthode simplifiée est ainsi proposée par la norme, mais elle demeure fastidieuse à exécuter. [Beauchamp *et al.* \(2017\)](#) ont récemment proposé une alternative prometteuse.

Cette recherche a pour but de déterminer une méthode simple et complète pour calculer les demandes sismiques dans les éléments qui ne font pas partie du SRFS en incluant le mouvement des fondations. Basée sur la méthode proposée par [Beauchamp *et al.* \(2017\)](#), cette étude compare différentes approches afin de considérer le mouvement des fondations sur un dépôt de sol linéaire, comme un simple ressort en rotation sous chaque noyau ou un ensemble complet de ressorts et d'amortisseurs. Les ressorts et les amortisseurs sont d'abord validés en modélisant l'interaction sol-structure (ISS) avec des éléments finis volumiques. Ensuite, ces approches sont évaluées pour un bâtiment typique par plusieurs analyses temporelles non-linéaires dans lesquelles l'ISS est modélisée par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs et les signaux sont sélectionnés par la méthode du spectre conditionnel. Les analyses non-linéaires sont réalisées pour un sol variant de rigide à meuble et l'effet du niveau de fissuration des étages en sous-sol est analysé. De plus, tous ces cas sont utilisés pour valider la méthode simplifiée suggérée dans la norme CSA A23.3-14. Les résultats des analyses montrent que les méthodes proposées sont efficaces pour calculer les demandes dans le SRCG en comparaison avec les analyses non-linéaires. Le mouvement des fondations devrait être explicitement modélisé pour les sols de classe D ou plus flexibles, tandis qu'un niveau raisonnable de fissuration de la structure en sous-sol devrait être considéré pour obtenir des résultats conservateurs. Pour un sol très flexible comme le sol de classe E, le comportement du bâtiment est difficilement représenté avec les méthodes d'analyse linéaires, ainsi une analyse non-linéaire est requise.

Mots-clés : Béton armé, bâtiment multiétagé, système de reprise des charges gravitaires, interaction sol-structure, conception parasismique, analyse temporelle non-linéaire, spectre conditionnel

REMERCIEMENTS

Je tiens à formuler mes plus sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce projet de maîtrise. Ce projet a été rendu possible grâce au soutien financier du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et du Fonds de recherche du Québec - Nature et technologies (FRQNT).

Tout d'abord, je tiens à adresser un remerciement particulier à l'endroit du professeur Patrick Paultre, mon directeur de recherche. Tout au long de ce projet, il a su être un soutien hors-pair tout en me poussant à approfondir mes connaissances et à devenir un futur ingénieur rigoureux. Je remercie aussi le professeur Pierre Léger, co-auteur de l'article de ce mémoire, qui a été une ressource précieuse.

Pour le Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures de l'Université de Sherbrooke (CRGP), je me sens choyé d'y avoir fait partie. Ainsi, je remercie le CRGP pour son soutien. Je remercie aussi tous ses membres, mais plus particulièrement Olivier Gauron, Steeve Ambroise et Rocio Lilen Segura qui ont tous, à leur façon, été indispensables.

En périphérie, je dois faire une mention spéciale pour mes ami(e)s et collègues de l'Université de Sherbrooke, sans qui ces dernière années n'auraient pas été aussi riches en souvenirs inoubliables.

Finalement, je tiens remercier tous les membres de ma famille, ma mère, mon père et mes frères, qui ont toujours su m'encourager dans la poursuite d'études supérieures. Je leur dois sans doute une grande partie de cette réussite.

Merci à tous et à toutes.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
2	DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE DU SRCG	5
2.1	Méthode simplifiée de la norme CSA A23.3-14	6
2.1.1	Considération du profil inélastique des déplacements	6
2.1.2	Considération du mouvement des fondations	8
2.1.3	Applicabilité et efficacité de la méthode	10
2.2	Méthode de Beauchamp, Paultre et Léger	10
2.2.1	Considération du profil inélastique des déplacements	11
2.2.2	Considération du mouvement des fondations	11
2.2.3	Applicabilité et efficacité de la méthode	12
3	INTERACTION SOL-STRUCTURE	15
3.1	Méthode directe par éléments finis	17
3.1.1	Entrée du signal sismique dans le modèle	19
3.2	Méthode de la sous-structure	21
4	ANALYSES NON-LINÉAIRES	25
4.1	Modélisation	26
4.1.1	Modélisation des murs	26
4.1.2	Modélisation des poutres de couplage	27
4.1.3	Masse	28
4.1.4	Amortissement	29
4.2	Sélection des accélérogrammes	29
4.2.1	Spectre conditionnel moyen (CMS)	30
4.2.2	Période de conditionnement	31
4.2.3	Désagrégation	31
4.2.4	Équations de prédiction du mouvement du sol	32
4.2.5	Considération de la localisation des bâtiments	32
5	ARTICLE	35
5.1	Introduction	37
5.2	Seismic design of GLRS	39
5.2.1	Requirements of the ACI 318-14	39
5.2.2	Simplified method in CSA A23.3-14	40
5.2.3	Method proposed by Beauchamp <i>et al.</i> [13]	41
5.3	Soil-structure interaction	42
5.3.1	Direct method	42
5.3.2	Sub-structure method	44
5.4	Studied methods	46
5.4.1	Calculation of springs and dashpots	46

5.4.2	Performance of SSI models	47
5.5	Application of proposed methods	49
5.5.1	Studied building	49
5.5.2	Sections and detailing	51
5.5.3	Modelling of underground storeys	52
5.5.4	Soil parameters	53
5.5.5	Finite elements modelling strategy	53
5.5.6	Ground motion selection	55
5.5.7	Gravity load and damping	58
5.6	Analyses results	58
5.6.1	Nonlinear time history analyses	60
5.6.2	Influence of soil class	60
5.6.3	Effect of cracked underground structure	63
5.7	Conclusions	66
6	CONCLUSION	69
	LISTE DES RÉFÉRENCES	73

LISTE DES FIGURES

2.1	Enveloppe du déplacement inter-étages selon la norme CSA A23.3-14	7
2.2	Mouvement des fondations dans le profil des déplacements inter-étages . .	9
3.1	Modèles numériques les plus utilisés en pratique	16
3.2	Modélisation numérique de l'ISS selon la méthode directe	18
3.3	Mécanismes d'entrée du signal à la base rigide et en surface	19
3.4	Modélisation numérique de l'ISS selon la méthode de la sous-structure . . .	21
3.5	Techniques de modélisation par la méthode de la sous-structure	22
4.1	Techniques de modélisation non-linéaire des murs de refend	26
4.2	Représentation de la modélisation des murs et des poutres de couplage . .	28
4.3	Représentation du CMS et d'une désagrégation	31
4.4	Résultat de la sélection d'accélérogrammes selon la méthode du spectre conditionnel	33
5.1	Envelop of relative interstorey drift ratios for the simplified analysis in CSA A23.3-14	40
5.2	Direct method for modelling SSI	43
5.3	Sub-structure method for modelling SSI using the bathtub approach	45
5.4	Illustration of the SS method for modelling SSI	47
5.5	Comparison of the different methods for modelling SSI	48
5.6	Plan and elevation of the studied building	50
5.7	Detailing of flexural reinforcement in walls	52
5.8	Nonlinear modelling approach of walls and coupling beams	54
5.9	Example of selected ground motions for soil C in the coupled walls direction	57
5.10	Lateral interstorey drift ratio with uncracked section properties of the un- derground structure	59
5.11	Flexural moment in column F6 with uncracked section properties of the underground structure	61
5.12	Flexural moment in column C5 or E3 with uncracked section properties of the underground structure	63
5.13	Lateral interstorey drift ratio with severely cracked section properties of the underground structure	64
5.14	Flexural moment in column F6 with severely cracked section properties of the underground structure	64
5.15	Flexural moment in column C5 with severely cracked section properties of the underground structure	65
5.16	Typical deformed shape of the first vibration mode in response spectrum analysis	66

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Exigences pour le dimensionnement des colonnes et des murs selon la demande sismique élastique en moment	12
2.2	Exigences pour le dimensionnement des poutres selon la demande sismique élastique en moment	13
5.1	Description of acronyms used in model names	49
5.2	Cracked section properties for linear analysis	51
5.3	Stiffness considered for severely cracked properties of underground storeys .	53
5.4	Summary of studied cases along with their key parameters	53

LISTE DES SYMBOLES

A_g	aire brute d'une section en béton
A_{ve}	aire en cisaillement effective des poutres de couplage
A_{xe}	aire axial effective de la section à utiliser pour les analyses
a_s	longueur de contraintes uniformes sous la semelle pour résister aux charges
b_f	largeur de la semelle (parallèle à l'axe de rotation)
E_c	module d'élasticité sécant du béton
f'_c	résistance spécifiée à la compression du béton
F_{GNS}	effort obtenu du modèle GNS dans les élément du SRCG
F_{sr}	facteur de réduction des éléments du SRCG
F_{SRCG}	effort pondéré dans les éléments du SRCG
G_0	module de cisaillement maximum du sol (à de faibles déformation)
G_c	module de cisaillement du béton
h_w	hauteur totale du mur de refend
h_{CM}	hauteur du centre de masse équivalent du premier mode d'un bâtiment
I_e	facteur d'importance du bâtiment défini selon le CNBC 2015
I_{eff}	inertie effective d'une section en béton armé
I_g	intertie brute d'une section en béton armé
ℓ_f	longueur de la semelle (perpendiculaire à l'axe de rotation)
M	magnitude d'un séisme dans le cadre de la désagrégation
M_r	moment résistant pondéré d'une section en béton selon la CSA A23.3-14
M_f	moment fléchissant pondéré déterminé selon le CNBC 2015
P_s	force axiale (charge morte et vive selon les combinaisons pour les séismes)
q_s	contrainte uniforme requise pour résister aux charges sous la semelle
R_d	facteur de modification lié à la ductilité conforme au CNBC 2015
R_o	facteur de modification lié à la surcapacité conforme au CNBC 2015
$S_a(T)$	réponse spectrale en accélération à la période T
T	période fondamentale pour des conditions d'encastrement à la base
T^*	période cible pour le spectre conditionnel moyen
T_1	première période latérale de la structure
\ddot{u}_g	historique de l'accélération en champ libre
\ddot{u}_{bf}	historique de l'accélération en profondeur
V_d	cisaillement latéral de dimensionnement à la base
V_e	cisaillement latéral élastique à la base
V_s	vitesse des ondes de cisaillement dans le sol
V_{s30}	vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres
α_{ISS}	ratio de la rigidité de la structure à celle du sol
Δ_f	déplacement de dimensionnement déterminé selon le CNBC 2015
$\epsilon(T^*)$	nombre d'écarts-types entre $\ln S_a(T^*)$ et $\mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)$
ρ_s	masse volumique du sol
ρ_{sd}	taux d'armature diagonale dans une poutre de couplage
θ	rotation de la fondation, en radians

LISTE DES ACRONYMES

ASCE	<i>American Society of Civil Engineering</i>
CMS	<i>Conditional Mean Spectrum</i>
CNBC	Code National du Bâtiment - Canada
CS	<i>Conditional Spectrum</i>
CSA	<i>Canadian Standards Association</i>
DDL	Degré de liberté
ENA	<i>Eastern North America</i>
GLRS	<i>Gravity Load Resisting System</i>
GMPE	<i>Ground motion prediction equations</i>
GSC	<i>Geological Survey of Canada</i>
ISS	Interaction sol-structure
NBCC	<i>National Building Code - Canada</i>
NEHRP	<i>National Earthquake Hazards Reduction Program</i>
NLTHA	<i>Nonlinear Time History Analysis</i>
PEER	<i>Pacific Earthquake Engineering Research Center</i>
PGA	<i>Peak ground acceleration</i>
PSHA	<i>Probabilistic seismic hazard analysis</i>
SFRS	<i>Seismic Force Resisting System</i>
SRFS	Système de résistance aux forces sismiques
SRCG	Système de reprise des charges gravitaires
SSI	<i>Soil-Structure Interaction</i>
UHS	<i>Uniform Hazard Spectrum</i>
WNA	<i>Western North America</i>

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Dû au caractère dynamique des tremblements de terre, la conception des structures pour résister à ceux-ci a toujours été un défi de taille pour les ingénieurs. Les autres charges auxquelles doivent résister les structures, comme la neige ou l'occupation par exemple, peuvent être directement représentées comme un ensemble de forces agissant dans une ou plusieurs directions. Dans le cas des tremblements de terre, c'est plutôt un mouvement, ou une accélération, qui est imposé à la structure par le sol sur lequel elle repose. Ainsi, les efforts qui se développent dépendent de la réponse dynamique d'un système complexe qui est composé de la structure elle-même, de ses fondations et du sol sous-jacent. La résolution d'un tel système est très compliquée et demande un effort de calcul considérable, c'est pourquoi les ingénieurs se basent sur des méthodes simplifiées pour y arriver. Tout comme le problème en soit, le domaine de la conception parasismique des structures est dynamique, il est en constante évolution afin de s'assurer que les méthodes utilisées demeurent précises et accessibles aux ingénieurs de la pratique, mais surtout sécuritaires face aux nouvelles connaissances acquises.

En Amérique du nord, les bâtiments en béton armé doivent être pourvus d'un système de résistance aux forces sismiques (SRFS) qui doit être en mesure de résister à 100% des efforts sismiques [6, 19]. Le dimensionnement de ce système est bien connu dans la pratique et peut être réalisé relativement simplement avec un seul modèle par éléments finis. Malgré le fait que ce système puisse reprendre la totalité des efforts induits par le séisme, le reste de la structure, c'est-à-dire le système de reprise des charges gravitaires (SRCG), se déforment sous l'effet du mouvement des diaphragmes que forment les planchers. Le dimensionnement de ces éléments déformés est beaucoup moins évident [5], mais il n'en demeure pas moins important. En effet, l'étude des dommages lors des plus récents tremblements de terre a montré que la rupture des éléments du SRCG est l'une des principales causes menant à l'effondrement des bâtiments. Par exemple, durant le séisme de Northridge en 1994, des éléments ne devant supporter que des charges gravitaires n'ont pas résisté causant la ruine de certains bâtiments [42]. Des observations semblables ont aussi été faites suite aux tremblements de terre de Haïti en 2010 [16] et de Christchurch en 2011 [26] pour ne nommer que ceux-là.

Au Canada, l'idéologie du CNBC et de la norme de dimensionnement des structures en béton est de s'assurer que les éléments du SRCG aient une capacité suffisante pour demeurer dans le domaine élastique ou une ductilité suffisante pour résister aux charges gravitaires dans leur état déformé [19, 22]. Bien que des dispositions à ce sujet existent depuis de nombreuses années, l'application qui en était faite par les ingénieurs n'était parfois pas sécuritaire. Le profil inélastique des déplacements était négligé avec l'utilisation de modèles linéaires menant à une sous-estimation des efforts sismiques, principalement dans les colonnes gravitaires des bâtiments en béton armé avec des murs de refend [3]. En réponse à ce problème, l'édition 2014 de la norme CSA A23.3 stipule que le profil inélastique des déplacements doit être considéré dans la détermination des efforts sismiques du SRCG. Or, pour y arriver, il faut théoriquement effectuer une analyse non-linéaire qui est très ardue et qui nécessite des connaissances pointues en modélisation. De ce fait, une méthode simplifiée, basée sur les travaux de [Dezhdar](#) [24], pour déterminer le profil inélastique des déplacements des bâtiments avec des murs simples ou des murs couplés est proposée dans la norme. Cette méthode est conservatrice, mais elle est légèrement imprécise et fastidieuse à exécuter. Plus récemment, une méthode plus directe et prometteuse, basée sur un seul modèle linéaire du bâtiment complet, a été proposée par [Beauchamp et al.](#) [13].

Tout comme le profil inélastique des déplacements, l'interaction du bâtiment avec le sol est souvent négligé dans la pratique. L'aléa sismique au Canada et aux États-Unis a été développé pour des structures qui reposent directement sur le socle rocheux [27]. Or, la plupart des bâtiments ont des conditions d'emplacement particulières, ce qui peut occasionner plusieurs problèmes. Par exemple, lors du tremblement de terre de Chi-chi en 1999, plusieurs bâtiments ont eux-mêmes bien résisté, mais sont tombés en ruines puisque le sol sous-jacent a perdu sa capacité portante [61]. D'autre part, lors du tremblement de terre de Saguenay en 1988, des dommages plus importants ont été constatés aux bâtiments reposant sur un sol mou par rapport à ceux assis directement sur le rocher, même s'ils étaient plus éloignés de l'épicentre [54]. Dans les codes nord-américains, les effets dynamiques du sol sont effectivement considérés par des facteurs d'amplification sur l'excitation sismique, mais le mouvement du sol lui-même est rarement pris en compte. Cependant, la considération de cet effet pour les bâtiments en béton armé avec des murs de refend permet généralement de diminuer les efforts dans les murs, mais augmente les déplacements et donc les déformations dans les éléments du système gravitaire [39]. Les nouvelles exigences de l'édition 2014 de la norme CSA A23.3 vont aussi en ce sens, il est maintenant explicitement requis de considérer le mouvement des fondations lors du calcul des efforts sismiques dans les éléments du SRCG [22].

La méthode simplifiée proposée dans la cadre de la norme CSA A23.3-14 pour déterminer les efforts sismiques dans les éléments du SRCG comprend une extension afin de considérer le mouvement des fondations. L'approche proposée pour y arriver est très prescriptive et bien qu'à priori conservatrice, sa précision n'a pas été validée en considérant explicitement l'interaction sol-structure. Quant à elle, la méthode proposée par [Beauchamp et al. \[13\]](#), qui est plus directe et prometteuse, se doit d'être améliorée afin d'inclure le mouvement des fondations d'une façon simple et efficace.

Objectifs

L'objectif de cette recherche est donc d'évaluer l'influence de l'interaction sol-structure sur la détermination des efforts sismiques dans le système de reprise des charges gravitaires d'un bâtiment typique en béton armé avec des murs de refend simples et/ou couplés, puis d'améliorer la méthode de [Beauchamp, Paultre et Léger \[13\]](#) afin de considérer cet effet, mais aussi de valider la méthode proposée par la norme CSA A23.3-14. Cette recherche veut donc répondre à la question : *Comment la méthode proposée par Beauchamp, Paultre et Léger pour déterminer les efforts sismiques dans le SRCG peut être efficace et performante en incluant le mouvement des fondations ?*

Plus spécifiquement, voici les objectifs secondaires du projet :

- Comparer différentes méthodes de modélisation de l'interaction sol-structure et déterminer une méthode performante et efficace pour le projet.
- Sélectionner des accélérogrammes par la méthode du spectre conditionnel en vue de chaque analyse temporelle non-linéaire.
- Effectuer des analyses temporelles non-linéaires sur un bâtiment afin de définir des valeurs de référence des efforts sismiques dans les éléments à l'étude.
- Déterminer les efforts sismiques dans les éléments à l'étude par la méthode de [Beauchamp et al. \[13\]](#) en incluant différentes approches afin de considérer le mouvement des fondations.
- Déterminer les efforts selon la méthode proposée par la norme CSA A23.3-14.
- Comparer les résultats obtenus à partir de chaque méthode à ceux obtenus des analyses temporelles non-linéaires.

La méthode de détermination des efforts sismiques dans le SRCG proposée dans l'article publié par [Beauchamp et al. \[13\]](#) est prometteuse. En effet, celle-ci est rapide d'application, ne nécessitant qu'un seul modèle linéaire et les résultats sont précis. Cette recherche souhaite poursuivre le développement de cette méthode afin d'y inclure le mouvement des fondations et ainsi démontrer sa validité dans le cadre des exigences de la norme CSA

A23.3-14. Une procédure claire sera donc disponible pour les ingénieurs de la pratique afin que ceux-ci disposent d'une méthode simple et efficace en laquelle ils ont confiance. Ils pourront ainsi être en mesure de faire la conception de bâtiments plus sécuritaires face aux tremblements de terre.

Structure du document

Les résultats de cette recherche sont communiqués sous forme d'un article scientifique, le présent mémoire est donc de type « par articles ». L'organisation de ce dernier va comme suit :

Le document débute avec une revue de la littérature des principaux sujets qui seront traités durant la recherche. Cette partie établit l'état de l'art par rapport au thème de la recherche, mais permet aussi de mettre en place le cadre de référence des connaissances requises pour mener à bien le projet. Le chapitre 2 décrit en détails les méthodes actuellement proposées pour la détermination des efforts sismiques dans le SRCG. Le chapitre 3 résume l'état des principales connaissances par rapport à l'interaction sol-structure et sa modélisation. Le chapitre 4 présente la base des analyses non-linéaires en mettant l'emphasis sur le processus de sélection des accélérogrammes par la méthode du spectre conditionnel et les analyses temporelles.

Par la suite, le chapitre 5 présente les résultats de la recherche sous forme d'un article scientifique qui a été soumis à la revue *Engineering Structures*. L'article a été rédigé en anglais pour les besoins de publication et est présenté comme tel dans le cadre de ce mémoire.

Finalement, le chapitre 6 présente la conclusion dans laquelle on retrouve un résumé des principaux résultats ainsi que les recommandations pour les travaux futurs.

CHAPITRE 2

DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE DU SRCG

Le dimensionnement parasismique des éléments du système de reprise des charges gravitaires (SRCG) est une pratique connue depuis un certain temps et son importance a été amplement constatée dans l'étude des événements passés [16, 26, 42]. L'apparition de dispositions relatives à ce sujet remontent à l'édition 1984 de la norme de dimensionnement des structures en béton du Canada, la norme CSA A23.3 [12]. Les recommandations de la norme canadienne se voulaient alors générales, stipulant que les éléments du SRCG devaient être en mesure de résister aux grandes déformations induites par les séismes. Or, la méthode utilisée par les ingénieurs de la pratique pour répondre à cette recommandation a longtemps été erronée. En effet, le profil des déplacements du bâtiment était calculé avec un modèle linéaire et les déformations inélastiques étaient ignorées. Ceci mène à une sous-estimation des efforts sismiques dans les colonnes gravitaires, principalement dans les bâtiments en béton armé avec des murs de refend [3]. Il est effectivement connu qu'une grande partie de la demande en rotation des murs de refend se concentre sous forme inélastique sur une hauteur que l'on appelle *zone de rotule plastique* située à la base du mur lorsqu'on utilise un dimensionnement à la capacité tel que recommandé par la norme CSA A23.3 [52].

En réponse à cette problématique, des modifications ont été apportées à l'édition 2004 de la norme CSA A23.3 lors de la mise à jour no. 3 en août 2009. Conséquemment, l'édition 2014 de la norme [22] contient aussi plusieurs modifications dont la plupart sont décrites par Adebar *et al.* [5] et sont résumées dans les prochaines lignes. En accord avec le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) 2015 [19], l'intention de la norme est de s'assurer que les éléments du SRCG soumis à des déformations dues aux tremblements de terre aient (1) une capacité suffisante pour demeurer dans le domaine élastique ou (2) une ductilité suffisante pour soutenir les charges gravitaires dans leur état déformé. Pour ce faire, le bâtiment doit être déplacé latéralement à la valeur du déplacement de dimensionnement déterminée selon une analyse conforme aux exigences du CNBC. Les déplacements se doivent d'inclure la torsion, incluant la torsion accidentelle, le profil inélastique des déplacements du SRCG, les propriétés effectives des sections fissurées estimées par la borne supérieure et le mouvement des fondations. De ce fait, la méthode de base proposée pour

la détermination des efforts sismiques dans le SRCG est une analyse non-linéaire. Une telle méthode est cependant fastidieuse à exécuter et requiert des connaissances très avancées en modélisation, ce qui fait qu'elle soit rarement utilisée en pratique [52].

Le déplacement de dimensionnement est $\Delta_f R_d R_o$ où Δ_f a été calculé à partir d'une analyse linéaire conforme aux recommandations du CNBC et qui considère la réduction des propriétés des sections causée par la fissuration. Il est alors possible de déterminer le profil des déplacements inélastiques par une analyse de type poussée progressive (en anglais *pushover*) jusqu'à $\Delta_f R_d R_o$. Plusieurs analyses avec différentes distributions des forces sont alors nécessaires puisque l'enveloppe des déplacements inter-étages résulte de plusieurs modes du SRFS [17]. Une autre possibilité est d'effectuer une analyse temporelle non-linéaire qui consiste à soumettre numériquement le bâtiment à une série de tremblements de terre compatibles avec l'aléa sismique au lieu de la construction. Il est alors possible de déterminer directement les efforts dans le SRCG en incluant ces éléments dans le modèle. Cette méthode est cependant très difficile à exécuter et nécessite une certaine interprétation des résultats. Le CNBC 2015 [19] et la norme CSA A23.3-14 [22] requièrent donc une révision indépendante pour une telle analyse.

Étant donné la complexité de ces analyses, certaines alternatives sont proposées dans la norme CSA A23.3-14 et plus encore dans les notes explicatives du *Cement Association of Canada's Concrete Design Handbook* [17]. Au lieu d'effectuer une analyse non-linéaire, des facteurs de modification des propriétés appropriés peuvent être assignés aux zones de rotules plastiques pour déterminer le profil inélastique des déplacements du SRFS. Par contre, ces facteurs de modification peuvent être difficiles à évaluer. Une méthode simplifiée a aussi été introduite pour les bâtiments constitués de murs de refend ou de murs couplés. Elle consiste à déterminer le profil des déplacements à partir d'un graphe de l'enveloppe des déplacements inter-étages qui est fonction du déplacement de dimensionnement en tête du bâtiment. Cette méthode sera présentée plus en détails dans la prochaine section. Finalement, une méthode simple a récemment été proposée par [Beauchamp et al.](#) [13]. Celle-ci est plus accessible et directe d'application pour les ingénieurs de la pratique et sera décrite plus loin.

2.1 Méthode simplifiée de la norme CSA A23.3-14 [22]

2.1.1 Considération du profil inélastique des déplacements

Au Canada, le SRFS de la plupart des bâtiments multiétagés est composé de murs simples et/ou de murs couplés. Ainsi, pour ce type de bâtiment, l'article 21.11.2.2 de la norme

CSA A23.3-14 propose une méthode de calcul simplifiée [22]. Celle-ci se base sur l'enveloppe des déplacements inter-étages présentée sur la figure 2.1a. La méthode consiste d'abord à élaborer un modèle analytique du SRFS afin de déterminer le déplacement de dimensionnement Δ qui correspond à $\Delta_f R_d R_o$ au sommet du système gravitaire étudié. À partir du glissement global Δ/h_w , l'enveloppe de la figure 2.1a permet de déterminer le déplacement inter-étages à chaque niveau. À partir de ce déplacement inter-étages, il est possible de calculer les efforts localement dans une colonne. La rigidité relative des noeuds plancher-colonne est considérée à partir d'un facteur présenté sous forme d'abaque dans les notes explicatives du *Cement Association of Canada's Concrete Design Handbook* [17]. Une autre possibilité est de calculer les efforts dans le SRCG globalement en imposant le profil des déplacements à un deuxième modèle analytique du bâtiment qui comprend les éléments du SRCG [5]. Par contre, un seul profil des déplacements est rarement suffisant, puisque le déplacement de dimensionnement en tête Δ varie dû à la torsion.

Lorsque ces déplacements sont imposés dans un modèle linéaire, la capacité en flexion des éléments du SRCG peut être largement dépassée. Les articles 21.11.3.3.3 et 21.11.3.4.1 de la norme CSA A23.3-14 proposent donc des règles particulières pour assurer la ductilité des éléments en fonction du rapport entre le moment de flexion calculé (M_f) et le moment résistant (M_r) des éléments [22]. Ces règles sont résumées dans les tableaux 2.1 et 2.2 à la fin de ce chapitre. Le moment résistant, qui sous-estime la résistance probable des éléments, a été choisi afin de tenir compte de l'incertitude dans les déplacements calculés [17].

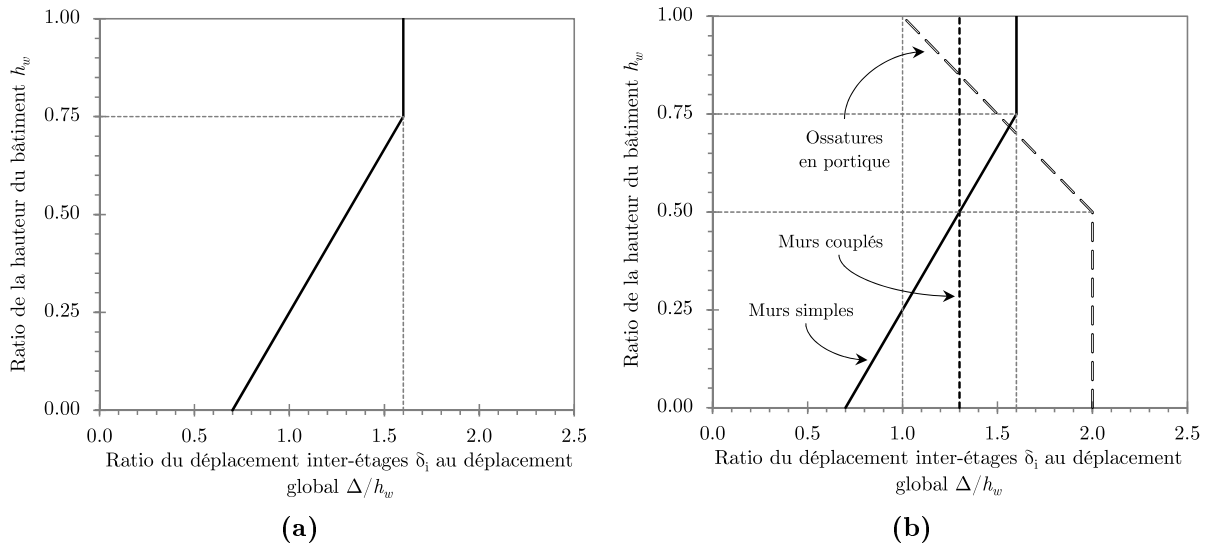


Figure 2.1 Enveloppe du déplacement inter-étages (a) pour la méthode simplifiée proposée par la norme CSA A23.3-14, adapté de [22] et (b) incluant les ajouts des notes explicatives, adapté de [17].

La courbe montrée sur la figure 2.1a a principalement été développée par les recherches de Dezhdar [24]. Des analyses temporelles non-linéaires ont été effectuées sur 13 murs de refend simples de 10 à 50 étages encastrés à la base avec des facteurs de ductilité variés. Les murs ont été modélisés en éléments poteau-poutre verticaux dont les propriétés inélastiques sont basées sur des relations moment-courbure trilineaires. Pour chacun des murs, plusieurs accélérogrammes ont été utilisés afin de déterminer la valeur moyenne et l'écart-type des paramètres recherchés. Des courbes correspondant aux valeurs moyennes et aux moyennes plus un écart-type ont été développées à partir de la corrélation entre le déplacement maximal au sommet et le déplacement inter-étages au sommet et à mi-hauteur. La courbe retenue par la norme CSA A23.3-14 se trouve à être celle correspondant aux valeurs moyennes. La valeur de 0,7 en abscisse à la base considère la rotation de la base des murs lorsque la fondation est flexible ou lorsque plusieurs étages souterrains sont présents [24]. Des analyses sur un mur de 30 étages avec un ressort ayant uniquement une rigidité rotationnelle ont été effectuées. Quatre valeurs de rigidité passant de infiniment rigide à très flexible ont été analysées, montrant que la courbe proposée est conservatrice pour cette gamme de rigidité [24]. Plusieurs impacts de la considération de l'interaction sol-structure, qui seront décrits dans le chapitre 3, ont cependant été négligés.

Des recherches subséquentes ont montré que la méthode simplifiée n'était pas sécuritaire pour les murs couplés [13]. Ceci a mené à l'élaboration d'autres courbes pour les murs couplés et les ossatures en portiques tel que montré sur la figure 2.1b. Ces courbes supplémentaires se trouvent dans les notes explicatives du *Cement Association of Canada's Concrete Design Handbook* [17].

2.1.2 Considération du mouvement des fondations

L'édition 2014 de la norme CSA A23.3 distingue d'abord les fondations qui sont retenues contre la rotation. Des exemples de ce type sont les fondations sur pieux ou la fondation d'un mur de refend connecté par de multiples diaphragmes aux murs de fondation. Pour ce groupe, il n'est pas requis de calculer le mouvement des fondations [22]. Par la suite, on retrouve les fondations qui sont conçues selon le principe de design à la capacité et celles qui ne le sont pas. Ces deux types de fondations sont respectivement désignés comme « *capacity-protected* » (CP) et « *not capacity-protected* » (NCP). Étant donné le principe de dimensionnement, le mouvement des fondations CP peut être évalué à partir du moment de renversement. Pour ce faire, l'équation 2.1 a été introduite dans le corps de la norme qui permet d'estimer la rotation de la fondation.

$$\theta = 0.3 \left(\frac{q_s}{G_0} \right) \left(\frac{\ell_f}{a_s} \right) \left[1 + 2 \left(\frac{a_s}{b_f} \right)^{1.5} \right] \quad (2.1)$$

Généralement, lorsque la semelle est plus grande que les dimensions minimales requises pour résister au moment, on peut évaluer la longueur de contraintes uniformes requise pour résister aux charges selon $a_s = \ell_f - 2M/P$ et la valeur de la contrainte uniforme est $q_s = P/(a_s \cdot b_f)$ où M et P sont respectivement le moment de renversement et la charge verticale appliquée sur la fondation [17]. L'équation 2.1 est une version simplifiée d'une procédure qui a été proposée par Adebare [2] qui comprend une partie linéaire et une partie non-linéaire de la rotation. Cette procédure est présentée dans les notes explicatives du *Cement Association of Canada's Concrete Design Handbook* [17], elle donne généralement de plus faibles rotations que l'équation simplifiée [4].

Pour tenir compte de la rotation des fondations dans le calcul du profil des déplacements, la norme CSA A23.3-14 suggère que la rotation, en radians, soit ajoutée à tous les niveaux au ratio du déplacement inter-étages calculé avec un modèle encastré à la base [22]. Cette procédure, qui est schématisée sur la figure 2.2, est une estimation conservatrice [4, 17]. Pour les fondations NCP, la rotation ne peut pas être calculée à partir d'un simple moment de renversement, une analyse dynamique étant requise. Ainsi, étant donnée la difficulté pour trouver cette rotation, la norme suggère que le ratio du déplacement inter-étages à chaque niveau soit majoré du plus grand de (1) 50% du glissement global du bâtiment, (2) de la rotation calculée avec l'équation 2.1 en prenant la capacité nominale en moment du SRFS ou (3) d'un déplacement inter-étages de 0.5%.

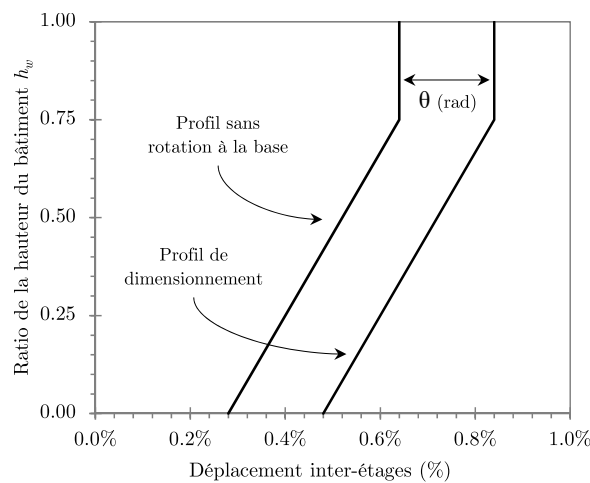


Figure 2.2 Mouvement des fondations dans le profil des déplacements inter-étages

2.1.3 Applicabilité et efficacité de la méthode

La méthode simplifiée de la norme CSA A23.3-14 afin de déterminer les efforts sismiques dans les éléments du SRCG est très prescriptive, ce qui fait que son application est limitée à des bâtiments relativement simples et réguliers. Les bâtiments conçus dans la pratique sont rarement aussi simples et l'ajout d'une complexité rend l'application de la méthode plus difficile. Par exemple, le SRCG d'un bâtiment ayant plusieurs murs simples et couplés de différentes hauteurs dans la même direction ne peut qu'être difficilement conçu selon cette méthode. Aussi, la méthode s'applique seulement pour les étages hors-terre des bâtiments, elle ne permet pas de vérifier les éléments du SRCG qui se trouvent en sous-sol.

En plus de son applicabilité limitée, la méthode proposée est fastidieuse à appliquer. Bien que la vérification sismique du SRCG peut parfois être réduite à quelques éléments cibles, ce n'est pas toujours le cas. Ainsi, la méthode locale de calcul des efforts peut s'avérer excessivement longue en plus d'être légèrement imprécise due à l'utilisation d'un abaque. Celle-ci ne permet pas non plus d'obtenir les efforts dans les poutres ou les dalles des planchers. Pour ce qui est de l'approche globale, elle requiert l'élaboration d'un deuxième modèle analytique du bâtiment complet. De plus, la torsion inhérente à la plupart des bâtiments implique l'imposition de plusieurs profils des déplacements afin d'obtenir les efforts critiques dans l'ensemble du SRCG.

2.2 Méthode de Beauchamp, Paultre et Léger

Beauchamp *et al.* [13] ont proposé une méthode de détermination des efforts sismiques dans le SRCG plus générale. La méthode se base sur un seul modèle linéaire du bâtiment qui permet de faire l'analyse sismique à la fois du SRFS et du SRCG par la méthode de superposition modale des réponses spectrales. Simplement, cette méthode consiste à modéliser le bâtiment en entier et à réduire la rigidité des éléments ne faisant pas partie du SRFS. Le facteur de réduction (F_{sr}) doit être suffisamment petit, de telle sorte que les propriétés du SRCG n'aient plus d'impact sur la réponse du SRFS. Ce facteur peut, par exemple, être entre 10^{-2} et 10^{-3} selon le cas. Ce modèle est alors désigné comme « *Gravity nearly null stiffness* » (GNS). La réponse des éléments du SRCG pour chaque mode est alors automatiquement combinée selon la méthode choisie telle que la combinaison quadratique complète (CQC) ou autre. Ces efforts, que l'on note F_{GNS} , seront très faibles étant donné le facteur de réduction qui a été appliqué. Les efforts élastiques de dimensionnement

dans l'élément, F_{SRCG} , peuvent alors être obtenus en multipliant à l'inverse selon [13]

$$F_{SRCG} = F_{GNS} \times \frac{1}{F_{sr}} \times \frac{V_d}{V_e} \times \frac{R_d R_o}{I_e} \quad (2.2)$$

où le rapport V_d/V_e permet d'obtenir des efforts de dimensionnement plus réalistes qui tiennent compte de la ductilité et de la surcapacité. Par contre, puisque les efforts dans le SRCG sont induits par les déplacements de la structure, on doit, afin d'être plus conforme à la réalité, augmenter ceux-ci par le rapport $R_d R_o/I_e$ tel que prescrit dans le CNBC [19]. On note que les deux rapports précédents sont parfois égaux et peuvent s'annuler. Tout comme pour la méthode simplifiée de la norme CSA A23.3-14 (voir section 2.1), les efforts en flexion obtenus sont élastiques et peuvent grandement dépasser la capacité de la section. La norme fournit alors des règles afin d'assurer la ductilité selon le rapport entre le moment de flexion calculé dans le modèle linéaire (M_f) et le moment résistant (M_r) des éléments [22]. Ces règles de dimensionnement sont présentées dans les tableaux 2.1 et 2.2.

2.2.1 Considération du profil inélastique des déplacements

Telle que présentée, cette méthode ne tient pas compte du profil inélastique des déplacements. Or, l'étude de deux bâtiments de 12 étages avec le noyau centré ou excentré a montré que la méthode offrait une très bonne estimation par la borne inférieure des efforts en comparaison avec la moyenne des résultats obtenus de plusieurs analyses temporelles non-linéaires [13]. Lorsque le SRFS est un système dont le comportement est bien connu, il est possible de réduire sa rigidité dans la zone de rotule plastique afin de simuler la rotation inélastique. Cette méthode augmente légèrement les efforts qui sont alors très près de la moyenne ou une bonne estimation par la borne supérieure selon le cas [13]. Par contre, ce facteur de réduction de la rigidité peut être difficile à évaluer. *Beauchamp et al.* [13] ont utilisé une valeur de $E_{eff} = 0.35E_c$ qui a été obtenue en calibrant les résultats à la base d'une colonne du rez-de-chaussée aux analyses non-linéaires. *Dezhdar* [24] propose plutôt une valeur de $E_{eff} = 0.18E_c$, mais appliquée sur approximativement la moitié de la zone de rotule plastique.

2.2.2 Considération du mouvement des fondations

Telle que présentée, la méthode de Beauchamp, Paultre et Léger ne permet pas de considérer le mouvement des fondations. L'amplification dynamique des ondes sismiques est effectivement considérée en ajustant le spectre de dimensionnement selon le type de sol. Par contre, tel que discuté, la flexibilité de la fondation augmente généralement les déplacements dans la structure, ce qui pourrait augmenter les efforts induits dans le SRCG.

Il est donc nécessaire d'évaluer l'impact de la flexibilité de la fondation sur le SRCG et améliorer la méthode afin de pouvoir tenir compte de cet effet.

2.2.3 Applicabilité et efficacité de la méthode

La méthode proposée dans l'article de [Beauchamp *et al.* \[13\]](#) est beaucoup plus générale et offre plus de flexibilité aux ingénieurs. En effet, puisque les efforts sont obtenus directement du modèle analytique, la géométrie ou le type de SRFS ne sont pas limités. De plus, la méthode est rapide d'application et permet d'obtenir directement les efforts dans tous les éléments, y compris les poutres ou les dalles et, à priori, les colonnes en sous-sol. Celle-ci est donc très prometteuse, mais des recherches supplémentaires doivent être menées pour y inclure le mouvement des fondations.

Tableau 2.1 Exigences pour le dimensionnement des colonnes et des murs selon la demande sismique élastique en moment, adapté de CSA A23.3-14 [22].

Type de colonne ou mur requis	Compression axiale	
	$P_s \leq 0,2f'_cA_g$	$P_s \geq 0,4f'_cA_g$
Colonnes ductiles, clauses 21.3.2.2, 21.3.2.5, 21.3.2.6 et 21.3.2.7.	$5,0M_r$	$3,0M_r$
Colonnes modérément ductiles, clauses 21.4.2.2, 21.4.4 sauf 21.4.4.2 et 21.4.5.	$3,0M_r$	$2,0M_r$
Colonnes avec des cadres selon la clause 7.6.5 et les limitations des dimensions de la clause 21.4.2.2.	$2,0M_r$	$1,5M_r$
Autres colonnes ou murs avec des cadres tel qu'un élément en compression selon la clause 7.6.5 sur toute la hauteur.	$1,5M_r$	$1,0M_r$
Murs en flexion selon l'axe fort ayant deux rangs d'armature et l'armature concentrée selon la clause 21.6.3.7.4.	$1,2M_r$	$0,8M_r$
Murs en flexion selon l'axe fort ou faible ayant deux rangs d'armature.	$1,0M_r$	$0,7M_r$
Murs en flexion selon l'axe fort ou faible ayant un rang d'armature.	$0,7M_r$	$0,5M_r$

Tableau 2.2 Exigences pour le dimensionnement des poutres selon la demande sismique élastique en moment, adapté de CSA A23.3-14 [22].

Demande en moment (M_f)	Exigences pour le dimensionnement
$M_f < 1,0M_r$	Aucune exigence additionnelle.
$1,0M_r \leq M_f < 2,0M_r$	Ductilité limitée, clause 21.11.3.4.2.
$2,0M_r \leq M_f < 3,0M_r$	Modérément ductile, clause 21.11.3.4.3.
$3,0M_r \leq M_f < 5,0M_r$	Ductile, clause 21.11.3.4.4.

CHAPITRE 3

INTERACTION SOL-STRUCTURE

La plupart des grands bâtiments possèdent plusieurs étages sous le niveau du sol dont l'utilisation est souvent différente des étages supérieurs, comme un stationnement par exemple. Le plan de ces étages diffère généralement de celui de la structure hors terre en ayant des dimensions beaucoup plus grandes. Ces niveaux en sous-sol sont donc entourés de grands murs de fondation qui sont très rigides dans leur plan. Dans un système de murs structuraux, les efforts latéraux sont transmis à ces murs de fondation sous le niveau du sol par les diaphragmes que forment les planchers. Selon la rigidité des diaphragmes, leur effet est parfois d'inverser le signe de l'effort tranchant dans les murs structuraux en sous-sol [52]. Une modélisation adéquate des étages en sous-sol ainsi que des murs de fondation et des semelles est donc requise afin de dimensionner les éléments structuraux sous le niveau du sol.

Tous les éléments constituant la fondation de la structure sont entourés ou reposent sur le sol en place. Une question se pose dès lors sur l'impact des propriétés du sol sur la réponse de la fondation et de la structure. Ce phénomène a fait l'objet de nombreuses recherches qui remontent jusqu'à la première moitié du XX^e siècle [39]. Il est désigné de nos jours comme l'interaction sol-fondation-structure, ou plus simplement l'interaction sol-structure (ISS). L'ISS a trois effets principaux sur le dimensionnement des structures. En premier lieu, l'inertie et la flexibilité de la fondation et du sol modifient les propriétés dynamiques du système complet. La période fondamentale du système se trouve à être allongée et les modes de vibration propres sont modifiés pour tenir compte du mouvement de la fondation. Également, la déformation cyclique du sol entraîne un amortissement hystérétique supplémentaire [27]. En deuxième lieu, les effets cinématiques de l'ISS modifient les ondes sismiques en champ libre en un signal différent à la base de la fondation [52]. Le dépôt de sol modifie aussi le contenu fréquentiel du signal en augmentant l'énergie de ce dernier autour de la période fondamentale du dépôt et en atténuant les hautes fréquences. De ce fait, on observe une amplification ou atténuation de l'accélération spectrale dépendant de la période, mais aussi de l'intensité de signal [27]. Finalement, la déformation du sol et de la fondation peut engendrer des déplacements et des efforts supplémentaires dans la structure [45]. Le premier et le troisième effet peuvent être regroupés dans ce qu'on ap-

pelle l'interaction inertielle, tandis que le deuxième se définit plutôt comme l'interaction cinématique.

La considération de l'ISS dans une analyse structurale n'aura pas toujours d'impacts importants sur les résultats. Une mesure de l'importance de l'ISS peut être reliée à l'interaction inertielle. Le rapport du [NEHRP Consultants Joint Venture](#) [45] démontre que le seul paramètre le plus significatif de cette mesure est le ratio de la rigidité de la structure à celle du sol (α_{ISS}), qui se calcule selon

$$\alpha_{ISS} = \frac{h_{CM}}{V_s T} \quad (3.1)$$

où V_s est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol, T est la période fondamentale pour des conditions d'encastrement à la base et h_{CM} est pris comme étant la hauteur du centre de masse équivalent du premier mode de vibration. Cette hauteur peut être évaluée à 2/3 de la hauteur totale du bâtiment [45]. La norme américaine ASCE/SEI 7-16 définit cette valeur à 0,7 fois la hauteur totale [6]. Si la valeur de α_{ISS} est inférieure à 0,1, l'interaction inertielle de l'ISS est généralement négligeable. De faibles valeurs sont typiquement obtenues pour des bâtiments flexibles reposant sur un sol de bonne qualité [45].

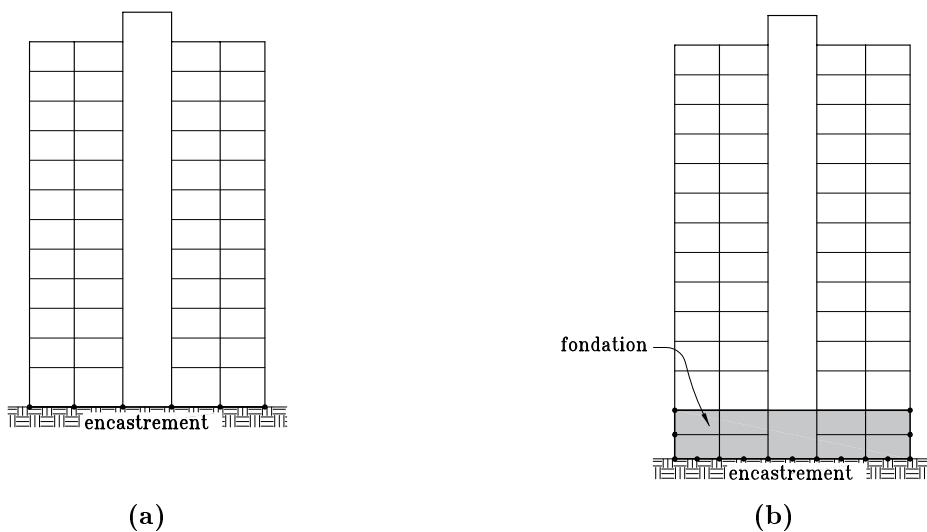


Figure 3.1 Modèles numériques les plus utilisés en pratique.

Actuellement, le CNBC 2015 et la norme CSA A23.3-14 contiennent certaines dispositions afin de considérer les effets de l'ISS, mais il n'est pas explicitement exigé d'en faire l'analyse complète. Au niveau des charges, le CNBC propose des facteurs dépendant de l'intensité du chargement (PGA), afin de tenir compte de l'amplification ou de l'atténuation du signal par

le sol. Au niveau de la structure sous le niveau du sol, l'édition 2014 de la norme CSA A23.3 recommande d'effectuer une analyse qui considère les limites supérieures et inférieures de la rigidité des éléments en sous-sol afin de déterminer une enveloppe conservatrice des efforts [22]. Au niveau des fondations, le CNBC 2015 en définit plusieurs types. Selon le type de fondations et les propriétés du sol sous-jacent, des méthodes simplifiées sont proposées par la norme CSA A23.3-14 afin de calculer le mouvement et la rotation des fondations [4] (voir section 2.1.2). La norme américaine ASCE/SEI 7-16 contient quant à elle un chapitre dédié à l'ISS. Des équations permettant de calculer l'impact équivalent de l'interaction inertielle sont données et il est permis de réduire le moment de renversement à l'interface sol-fondation d'un maximum de 10% [6].

Ainsi, il est très rare que le sol soit explicitement modélisé par les ingénieurs de la pratique au Canada. Les modèles d'analyse les plus couramment utilisés sont montrés sur la figure 3.1 [62]. Dans tous les cas, l'interaction cinématique est ignorée et le signal en champ libre est utilisé. De plus, ces modèles sont tous encastrés à la base et ne considèrent pas la flexibilité du sol. Afin de modéliser correctement l'ISS et de déterminer ses impacts, deux méthodes sont principalement décrites dans la littérature [27, 39, 45, 62]. La première approche est dite la *méthode directe* dont un exemple conceptuel est montré à la figure 3.2. La deuxième approche est appelée *méthode de la sous-structure*, celle-ci est montrée à la figure 3.4. Une description des caractéristiques et de la mise en œuvre de ces deux méthodes est présentée dans les prochaines sections.

3.1 Méthode directe par éléments finis

La méthode directe consiste en une modélisation complète du système sol-fondation-structure. Elle nécessite la modélisation du sol sous forme d'un large dépôt discrétisé en petits éléments ayant les propriétés appropriées. Ainsi, la réponse dynamique complète du système est directement obtenue [27]. Cette méthode est certainement la plus précise pour résoudre le problème de l'ISS. Elle est, cependant, difficile à mettre en œuvre d'un point de vu informatique et nécessite un temps de calcul relativement long, ce qui explique qu'elle soit rarement utilisée en pratique [39, 62].

On fait face à plusieurs défis lorsque vient le temps de faire une analyse temporelle d'une structure en incluant l'ISS par la méthode directe :

- (1) Il faut porter une attention particulière aux propriétés des éléments représentant le sol. Une modélisation adéquate de la propagation des ondes est importante, une représentation linéaire équivalente des propriétés du sol est souvent utilisée pour y arriver [45].

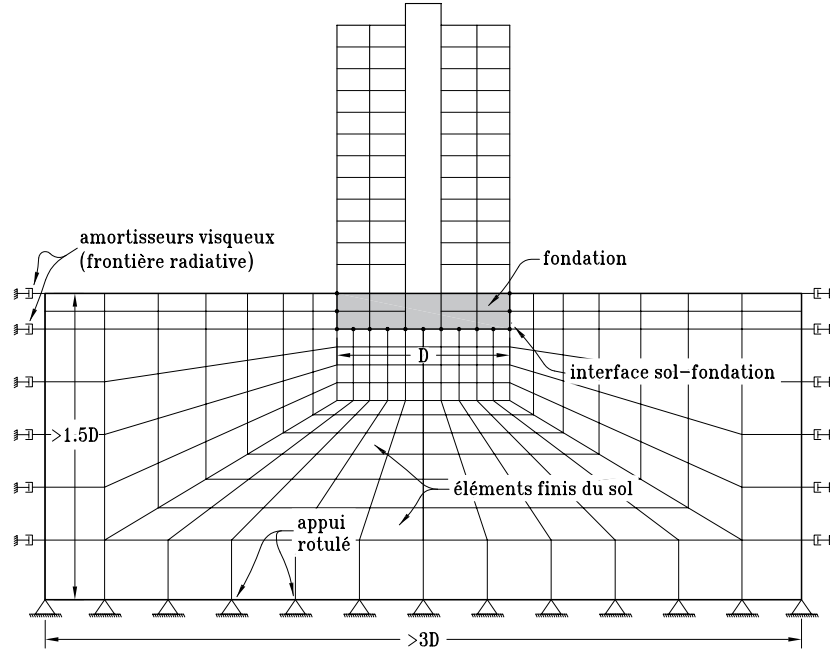


Figure 3.2 Modélisation numérique de l'ISS selon la méthode directe.

(2) Il faut définir les conditions frontières du dépôt de sol. Dans une étude portant sur les réacteurs nucléaires, [Ghosh et Wilson \[30\]](#) suggèrent que la distance du centre de la structure à la frontière du dépôt de sol et que la profondeur de celui-ci soient respectivement de 1,5 à 2,0 fois et 1,0 à 1,5 fois la largeur du réacteur. Ces dimensions sont choisies afin que les conditions frontières du dépôt n'affectent pas le comportement de la structure et que des conditions en champ libre existent pour des points éloignés de la structure. [Lysmer et Kuhlemeyer \[37\]](#) et [Wilson \[63\]](#) montrent que l'utilisation de conditions frontières radiatives qui ne reflètent pas les ondes permet de diminuer les dimensions du dépôt de sol sans affecter les résultats. Ces conditions frontières prennent la forme d'amortisseurs visqueux à l'extrémité du dépôt dont la valeur par unité de surface est $V_s \rho_s$. [Paultre et Lavoie \[53\]](#) propose effectivement que le dépôt de sol soit approximativement 3 fois la largeur du bâtiment avec des conditions frontières radiatives.

(3) Tel qu'expliqué précédemment, les ondes sismiques sont modifiées par la masse et la rigidité du sol ainsi que par l'interaction avec la structure et sa fondation. Cependant, les signaux que l'on peut obtenir sont tous en champ libre. Il faut donc les modifier afin de pouvoir les appliquer en profondeur ou utiliser un mécanisme alternatif d'entrée du signal [\[52\]](#).

3.1.1 Entrée du signal sismique dans le modèle

La technique d'entrée du signal sismique dans le modèle est un problème très complexe pour lequel aucune solution unique n'a été trouvée. Léger et Boughoufalah [35] ont étudié et comparé les résultats de quatre approches pour le système sol-structure d'un barrage poids. Ces approches et leurs conclusions sont décrites dans les paragraphes qui suivent.

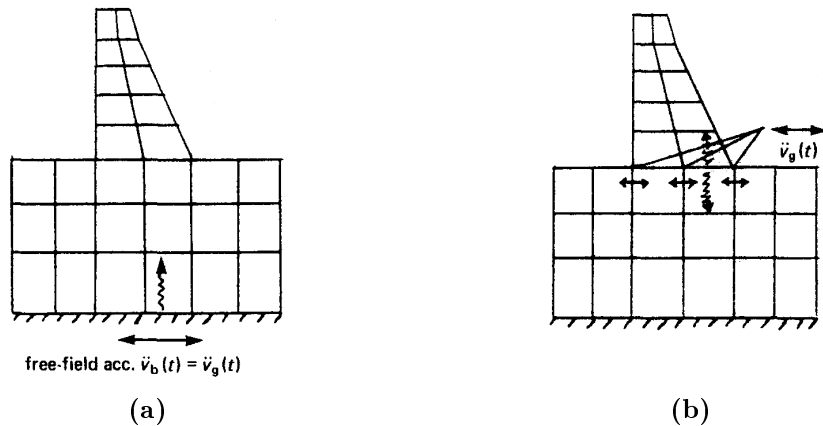


Figure 3.3 Mécanisme d'entrée du signal (a) à la base rigide et (b) en surface tiré de [35].

Entrée à la base rigide (A)

Cette méthode, la plus simple, consiste à entrer le signal de l'historique de l'accélération en champ libre (\ddot{u}_g) sous le dépôt de sol à l'encastrement au rocher tel que montré sur la figure 3.3a. Le signal se propage alors dans les couches de sol vers la structure. Selon le mécanisme de propagation des ondes, le signal qui atteint l'interface sol-fondation est différent de \ddot{u}_g .

Dépôt de sol à masse nulle (B)

Le mécanisme d'entrée du signal est le même que pour la méthode précédente. Par contre, la masse du dépôt de sol est définie comme étant nulle. De cette manière, les ondes ne subissent pas de modifications par la propagation dans le sol. L'utilisation de \ddot{u}_g à la base est donc justifiable. Les éléments constituant le dépôt de sol ne sont alors considérés que pour leur flexibilité et leur inertie est négligée. Cette méthode est aussi proposée pour la modélisation de l'ISS avec les logiciels commerciaux par Wilson [63].

Déconvolution du signal en champ libre (C)

Une excitation plus réaliste de la structure peut être obtenue en calculant un signal de l'historique de l'accélération en profondeur (\ddot{u}_{bf}) qui pourrait avoir causé le signal \ddot{u}_g enre-

gistré en surface. Ce procédé se nomme la déconvolution. Plusieurs logiciels existent pour résoudre ce problème mathématique complexe tels que SHAKE [47] ou DEEPSOIL [33]. L'utilisation de ces logiciels est souvent fastidieuse et les résultats obtenus sont très sensibles aux paramètres entrés tels que le module de cisaillement et le taux d'amortissement [60] puisque le problème de propagation des ondes est résolu à partir de ces paramètres [33]. D'autre part, il est possible d'effectuer la déconvolution en résolvant le problème de propagation des ondes directement dans le modèle par éléments finis qui sera utilisé, limitant ainsi les risques d'erreur.

Une méthode pour effectuer la déconvolution consiste à appliquer le signal en champ libre sous le dépôt de sol et à enregistrer l'accélération causée par celui-ci en surface directement dans le modèle par éléments finis. Des facteurs de correction sont ensuite déterminés en comparant le signal obtenu au signal visé dans le domaine fréquentiel et sont appliqués au signal original. Cette procédure est dérivée des formulations mathématiques de Reimer [55] par lesquelles on peut montrer l'exactitude de la procédure pour un système complètement linéaire. La procédure est généralement itérative jusqu'à l'obtention de résultats satisfaisants. Sooch et Bagchi [60] ont proposé une amélioration de la procédure précédente. Les facteurs de correction sont calculés en comparant les spectres de réponse des signaux plutôt que les spectres de Fourier eux-mêmes. De la même façon, cette procédure est effectuée de façon itérative.

Entrée en surface (D)

Un autre mécanisme consiste à entrer le signal en champ libre \ddot{u}_g à la surface. Pour ce faire, le signal de l'historique de l'accélération est imposé aux joints de l'interface sol-structure tel que montré sur la figure 3.3b. Cette méthode introduit cependant quelques problèmes quant à l'application avec les logiciels de modélisation. En effet, l'entrée d'un signal en surface implique une modification des équations du mouvement qui résulte en l'élimination des degrés de liberté de masse de la fondation sur lesquels est appliquée la charge sismique [63]. Certains logiciels permettent d'identifier correctement les masses de la fondation, mais il est important d'être prudent. Bref, cette méthode peut être vue comme une amélioration de l'approche B en modifiant les équations du mouvement plutôt qu'en éliminant directement la masse du sol [35].

Toutes les approches présentées précédemment ont été étudiées pour un système barrage-fondation qui n'a qu'une seule interface sol-structure à la surface. Dans l'analyse des bâtiments multiétagés, les niveaux souterrains doivent être considérés et peuvent modifier la mise en œuvre des mécanismes d'entrée du signal. Néanmoins, Léger et Boughoufalah [35]

ont montré que l'approche A cause d'importantes amplifications et ne peut être utilisée. Les approches C et D sont quant à elles les plus précises et donnent des résultats similaires. L'approche C est plus fastidieuse à mettre en œuvre, mais semble être la plus prometteuse puisque l'application de l'approche D à un bâtiment avec des niveaux souterrains propose des difficultés supplémentaires. L'approche B donne quant à elle des résultats raisonnables compte-tenu de sa simplicité. Son utilisation est recommandée dans la pratique si les caractéristiques de dissipation de l'énergie du sol sont bien modélisées. Puisqu'aucune approche n'est spécialement recommandée par rapport aux autres, les approches B, C et D sont toutes utilisées et comparées dans le cadre de cette étude.

3.2 Méthode de la sous-structure

La méthode de la sous-structure est une approche équivalente qui permet d'analyser le problème de l'ISS. Théoriquement, cette méthode sépare le problème en deux parties distinctes, qui sont combinées pour donner la solution complète [27]. La première partie consiste en l'évaluation du signal en champ libre ou du signal à la base de la fondation sans considérer la présence de la structure. En pratique, cette partie n'est souvent pas nécessaire, puisque les signaux en surface sont directement disponibles. Ensuite, les propriétés du sol sont modélisées par une série de ressorts et d'amortisseurs équivalents qui sont connectés à la fondation de la structure tel que montré sur la figure 3.4. Le signal peut alors être appliqué selon différents mécanismes au modèle équivalent. Étant donné la superposition inhérente à cette méthode, les propriétés du sol et de la structure doivent demeurer dans le domaine linéaire. Dans la pratique, une linéarité équivalente est souvent considérée pour respecter ce critère [45].

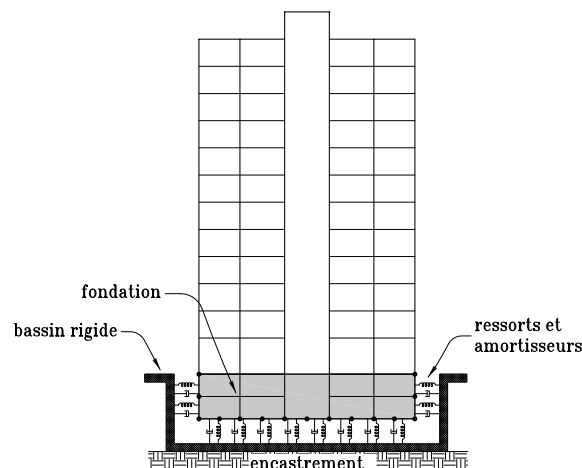


Figure 3.4 Modélisation numérique de l'ISS selon la méthode de la sous-structure.

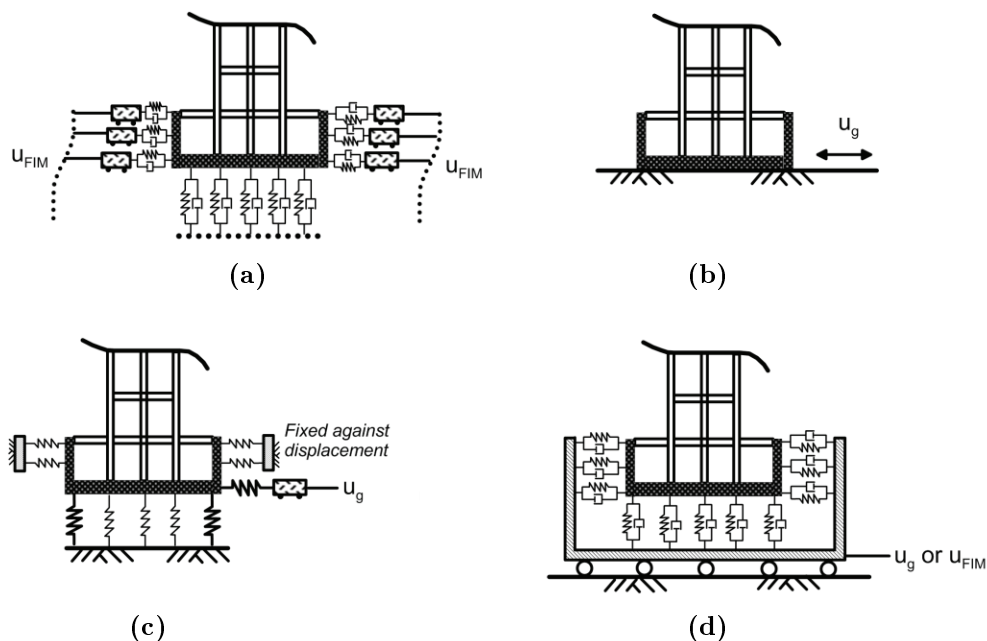


Figure 3.5 Techniques de modélisation par la méthode de la sous-structure tiré de [45].

Il existe plusieurs façons pour modéliser l'ISS selon la méthode de la sous-structure. Quatre techniques sont présentées à la figure 4.1. Celles-ci ont été comparées dans un rapport préparé par le *National Earthquake Hazards Reduction Program* (NEHRP) [45]. Le modèle de base (figure 3.5a) présente la modélisation qui devrait être la plus précise. Dans celui-ci, la variation du signal avec la profondeur est considérée et tous les degrés de liberté sont modélisés. Celui-ci a été calibré en fonction des données d'un bâtiment instrumenté. Les autres modèles ont donc été comparés à ce dernier afin d'en évaluer la précision. La deuxième technique (figure 3.5b) ignore en fait les effets de l'ISS, mais elle est très utilisée en pratique et des résultats relativement satisfaisants expliquent la pertinence de l'inclure dans la présente discussion. Les deux dernières techniques peuvent être bien comprises par l'inspection des figures 3.5c et 3.5d, en comprenant que le signal en champ libre est noté u_g et que u_{FIM} représente le signal au niveau de la fondation (en anglais *Foundation Input Motion*, FIM). Le signal au niveau de la fondation (u_{FIM}) ne correspond pas exactement à \ddot{u}_{bf} obtenu de la déconvolution qui a été présenté précédemment. Dans ce cas, u_{FIM} correspond au signal qui serait attendu au niveau de la base de la fondation si celle-ci n'avait pas de masse et que la structure était absente. Une procédure afin de calculer ce signal est proposée dans le rapport du *NEHRP Consultants Joint Venture* [45] et dans *Stewart et Tileylioglu* [62].

Le modèle dont les résultats se rapprochent le plus du modèle de base est celui montré sur la figure 3.5d, que l'on peut nommer l'*approche du bassin rigide*. L'utilisation de u_{FIM} a peu d'impact pour la structure hors terre, tandis que des différences sont observables pour les niveaux en sous-sol. Le modèle 3.5c donne de mauvais résultats et son utilisation devrait être évitée. Le modèle 3.5b est la deuxième meilleure option. Les déplacements s'accordent bien avec le modèle de base, mais des différences plus marquantes sont observables pour la distribution de l'effort tranchant, surtout dans les niveaux souterrains [45]. Dans ce rapport, le mouvement du tremblement de terre est simulé par l'historique des déplacements contrairement à l'approche plus classique par l'historique de l'accélération. Cette approche alternative requiert une prudence supplémentaire. En effet, l'utilisation de l'historique des déplacements modifie la formulation mathématique du problème. La résolution des équations du mouvement par le logiciel est alors plus complexe et les risques d'erreur augmentent grandement [63].

L'approche par la méthode de la sous-structure nécessite le calcul des propriétés équivalentes du sol à assigner aux ressorts et aux amortisseurs. Les amortisseurs doivent considérer deux sources d'amortissement. La première est l'amortissement hystérétique causé par la réponse inélastique du sol. La deuxième est l'amortissement par radiation de l'énergie sous forme d'ondes de contraintes [27]. Les propriétés dynamiques du sol, qui sont plus couramment appelées *fonctions d'impédance*, dépendent de la géométrie de la fondation (forme, dimensions, profondeur), de la nature du sol, mais aussi des fréquences d'excitation [29]. La détermination de ces fonctions d'impédance représente un défi de taille. De ce fait, des équations pour des cas simples reposant sur un sol semi-infini homogène (en anglais *homogeneous half-space*) sont proposées dans Pais et Kausel [50], Gazetas [29] et Mylonakis *et al.* [43], dont la plupart sont résumées dans le rapport du NEHRP Consultants Joint Venture [45].

Étant donné son caractère relativement simple, la méthode de la sous-structure est la plus utilisée en pratique pour l'analyse de l'ISS. Wilson [63] croit que la sélection appropriée d'accélérographes en champ libre dépendant de l'emplacement et l'utilisation de ressorts sans masse sont les seuls éléments nécessaires pour bien modéliser l'ISS dans une analyse sismique pour la plupart des systèmes structuraux. Cependant, une attention particulière doit être portée dans l'utilisation de cette méthode à la base d'une structure complète. Par exemple, les forces sismiques équivalentes ne doivent pas être appliquées aux masses de la fondation [27, 63].

CHAPITRE 4

ANALYSES NON-LINÉAIRES

Lors d'un tremblement de terre de forte intensité, les structures en béton armée sont généralement conçues pour se déformer dans le domaine inélastique. Par contre, la conception de ces structures est, la plupart du temps, réalisée à l'aide d'analyses linéaires. Afin de considérer le comportement non-linéaire attendu, plusieurs codes se basent sur des facteurs de modification tels que les facteurs R_d et R_o du CNBC [6, 19]. Or, une telle méthode demeure une approximation. Bien qu'elle soit efficace afin de dimensionner les structures de façon sécuritaire, elle ne permet pas de cerner le comportement réel durant le séisme.

De nos jours, la méthode la plus précise afin de simuler numériquement le comportement des bâtiments sous l'effet d'un tremblement de terre est l'analyse temporelle non-linéaire, ou en anglais *Nonlinear Time History Analysis* (NLTHA) [27, 63]. Cette méthode consiste à soumettre numériquement la structure à un séisme, c'est-à-dire d'y imposer pas-à-pas l'historique de l'accélération ou du déplacement du tremblement de terre. Afin de simuler le comportement inélastique du bâtiment, des lois de comportement non-linéaires doivent être assignées à certains matériaux ou éléments. De ce fait, la rigidité des éléments est recalculée en fonction de leur état à chaque incrément de temps, ce qui rend l'utilisation des méthodes de résolution basées sur la superposition non applicables. Ainsi, les analyses temporelles non-linéaires sont généralement résolues par des algorithmes basés sur l'intégration directe des équations du mouvement telles que les méthodes de Newmark ou la méthode HHT (Hilbert-Hughes-Taylor). Puisque la période naturelle du système change au cours de l'analyse, les méthodes inconditionnellement stables comme la méthode de Newmark avec accélération moyenne sont souvent préférées [51]. Pour des systèmes avec peu d'éléments non-linéaires qui peuvent être concentrés sous forme de liens, Wilson [63] a développé une méthode beaucoup plus rapide basée sur l'analyse modale qui est désignée comme la *Fast Nonlinear Analysis* (FNA).

Étant donnée la complexité des analyses temporelles non-linéaires, seulement les logiciels spécialisés offrent cette option. SAP2000 [21] offre de façon limitée la possibilité de définir des lois de comportement non-linéaires des matériaux. D'un autre côté, le logiciel OpenSees [48] offre une large gamme de possibilité quant aux analyses non-linéaires, mais son utilisation est plus ardue. Néanmoins, ce logiciel est très utilisé dans le milieu de la recherche et son efficacité a été maintes fois démontrée. Le logiciel SeismoStruct [58], qui

est gratuit en version étudiante, offre quant à lui une interface facile à utiliser ainsi que plusieurs lois de comportement non-linéaires des matériaux prédéfinies. Il a été vérifié avec de nombreux exemples expérimentaux et donne de très bons résultats [57]. Ce logiciel a notamment été utilisé par [Beauchamp *et al.*](#) [13] et sera utilisé dans le cadre de cette maîtrise.

4.1 Modélisation

4.1.1 Modélisation des murs

Il existe globalement trois méthodes afin de modéliser le comportement non-linéaire des murs de refend en béton armé [24]. La première méthode est l'approche par éléments finis qui est montrée à la figure 4.1c. Cette méthode consiste à discrétiser le mur en petits éléments volumiques auxquels sont assignées des lois de comportement et d'interaction. La complexité de mise en oeuvre de cette méthode et l'effort de calcul considérable font qu'elle n'est pas utilisable dans le cadre du présent projet [7].

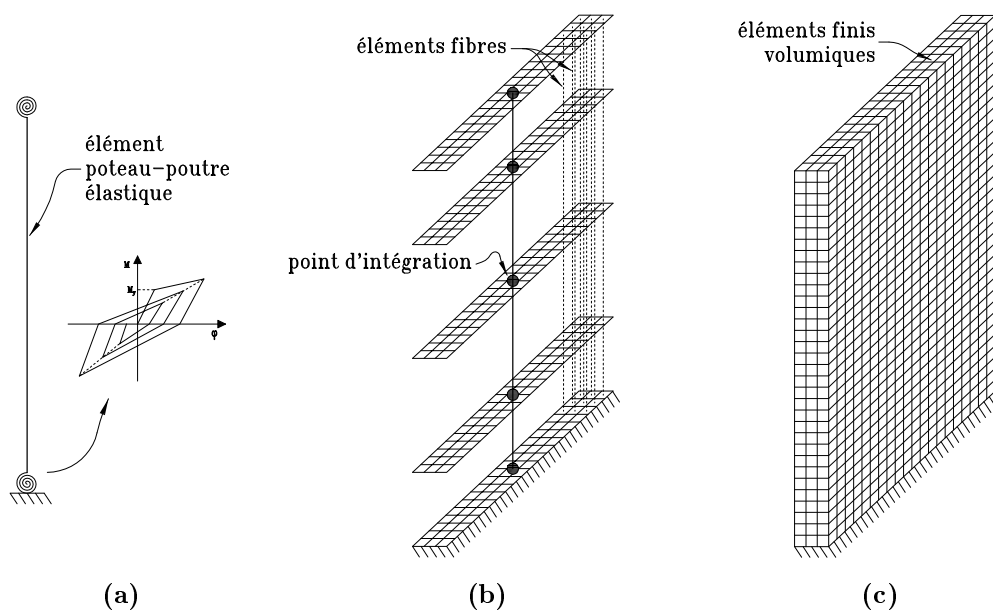


Figure 4.1 Techniques de modélisation non-linéaire des murs de refend

La deuxième méthode est l'approche à plasticité concentrée basée sur des relations hystériques moment-courbure montrée sur la figure 4.1a. Cette approche consiste à déterminer la relation moment-courbure qui représente le comportement attendu du mur en un point et à y assigner cette relation sous forme de lien non-linéaire. Cette méthode permet effectivement à l'utilisateur d'avoir un bon contrôle sur les paramètres du modèle, par contre la

relation moment-courbure d'un mur en béton armé dépend de la charge axiale sur celui-ci. De ce fait, cette méthode ne peut être utilisée dans le cas des murs couplés pour lesquels la charge axiale varie beaucoup durant l'analyse [7].

La troisième méthode est le modèle par éléments fibres montré à la figure 4.1b. Ce modèle consiste à discrétiser des sections longitudinales du mur en fibres auxquelles une loi de comportement unidirectionnelle est assignée. Les modèles par éléments fibres se basent sur l'hypothèse de Navier-Bernouilli selon laquelle les surfaces planes restent planes, ainsi le comportement de toute une section du mur peut être défini par les degrés de liberté (DDL) d'un seul point de la section, d'où l'efficacité de la méthode [24]. Étant donné l'utilisation de cette hypothèse, la méthode est efficace principalement pour les éléments dominés par la flexion. Les lois de comportement unidirectionnelles des matériaux étant bien documentées, cette méthode est la plus répandue dans les logiciels de modélisation et est celle qui sera utilisée pour la modélisation non-linéaire des murs dans le projet. Suivant les analyses de [Beauchamp et al. \[13\]](#) et aux lois disponibles dans SeismoStruct [56], la loi définissant le comportement du béton choisie est décrite par le modèle non-linéaire uniaxial à confinement constant basé sur la relation proposée par [Mander et al. \[38\]](#). Quant à l'acier d'armature, la loi choisie est décrite par le modèle uniaxial basé sur la relation proposée par [Menegetto et Pinto \[41\]](#) et incluant les règles par rapport à l'écroutissement de l'acier proposées par [Filippou et al. \[28\]](#).

4.1.2 Modélisation des poutres de couplage

Dans une étude portant sur la modélisation des poutres de couplage, [Naish et al. \[44\]](#) recommandent l'utilisation du modèle à plasticité concentrée. Ce modèle, qui est repris dans le rapport PEER/ATC-72-1 [7], consiste en un élément poutre élastique avec des liens non-linéaires de longueur nulle aux extrémités. Cet assemblage, qui est repris dans la présente étude, est montré à la figure 4.2. Pour les liens non-linéaires, une relation moment-courbure bilinéaire avec dégradation est conseillée pour le DDL en rotation dans l'axe principal seulement avec une rigidité initiale effective calculée avec $E_c I_{eff} \approx 0.15 E_c I_g$ [7, 44]. Dans une étude plus récente qui regroupe un grand nombre d'essais effectués sur les poutres de couplage, [Son Vu et al. \[59\]](#) proposent plutôt la relation suivante pour calculer l'inertie effective des les poutres de couplage armées diagonalement

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = 0.65 \left(1.6 + 0.9 \frac{l}{d} \right) (0.4 + 1.7 \rho_{sd}) \left(0.7 + \frac{14}{f'_c} \right) \quad (4.1)$$

où ρ_{sd} est le taux d'armature diagonale, l et d sont respectivement la longueur et la profondeur effective de la poutre de couplage. Par superposition de la rotation aux deux

extrémités de la poutre, la rigidité initiale effective se calcule ensuite selon

$$K_{\theta} = \frac{6E_c I_{eff}}{l} \quad (4.2)$$

L'équation proposée par [Son Vu et al. \[59\]](#) mène à une inertie effective qui est approximativement 0,05 à 0,10 I_g . Ces valeurs sont beaucoup plus basses que ce qui est proposé par [Naish et al. \[44\]](#) et par le rapport PEER/ATC-72-1 [7]. Néanmoins, elles sont basées sur un plus grand nombre de résultats et seront utilisées pour le projet. Le moment de plastification nominal est calculé selon les notions de base de béton armé selon

$$M_y = A_d f_y \cos \alpha_d jd \quad (4.3)$$

où A_d est l'aire des barres d'armature diagonale en tension, α_d est l'angle des barres diagonales par rapport à l'horizontale et jd est pris comme étant la distance entre le centroïde des armatures diagonales à l'appui.

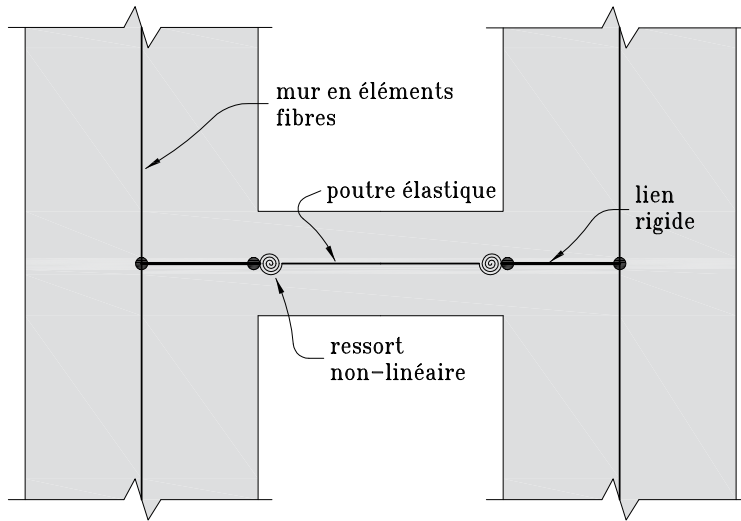


Figure 4.2 Représentation de la modélisation des murs et des poutres de couplage

4.1.3 Masse

Contrairement aux analyses linéaires, les résultats des analyses non-linéaires ne sont pas seulement fonction de la charge latérale, mais aussi de la charge axiale. En effet, la position de l'axe neutre dans les sections en éléments fibres dépend d'une combinaison du moment et de la charge axiale. Ainsi, la masse spécifiée dans l'analyse doit correspondre à la masse attendue et non à une masse pondérée. La masse sismique recommandée par le CNBC 2015 correspond à 100% de la charge permanente, 25% de la charge de neige, 100% du contenu

de tout réservoir et 60% du poids de stockage pour les aires de stockage. La masse attendue doit cependant comprendre une partie de la charge vive. Le rapport PEER/ATC-72-1 [7] suggère de réduire la charge vive nominale d'un facteur de $0,5 \times 0,4 = 0,2$. Le premier terme est pour considérer la faible probabilité que le séisme et la charge d'exploitation nominale surviennent en même temps et le deuxième permet de considérer la faible probabilité que la charge d'exploitation nominale survienne dans tout le bâtiment simultanément. La masse spécifiée dans les analyses non-linéaires correspondra donc à ce qui est prescrit par le CNBC 2015, en plus de 20% de la charge d'exploitation nominale.

4.1.4 Amortissement

Pour les analyses non-linéaires, une part de l'amortissement est inhérente au comportement hystérétique des matériaux. Les autres sources de dissipation d'énergie qui ne sont pas explicitement modélisées peuvent être incluses au moyen d'amortissement visqueux. Il n'y a pas de consensus clair quant à la manière de modéliser cet amortissement visqueux. L'utilisation d'amortissement proportionnel à la matrice de masse peut mener à des forces irréalistes importantes lorsque le bâtiment subit de grands mouvements de corps rigide [7, 56, 63]. D'autre part, il faut s'assurer que le coefficient d'amortissement proportionnel à la matrice de rigidité ne soit pas trop grand pour éviter de cacher la réponse des modes supérieurs [63]. Dans le rapport PEER/ATC-72-1 [7], plusieurs méthodes sont comparées pour une structure dont la période allonge de 1 à 1,5 s. L'amortissement de Rayleigh, proportionnel à la matrice de masse et à la matrice de rigidité tangente, donne les meilleurs résultats pour conserver un niveau d'amortissement semblable lorsque la période fondamentale de la structure allonge.

Pour les analyses linéaires, le CNBC exige un taux d'amortissement critique de $\xi = 5\%$ [19]. Ainsi, pour les analyses non-linéaires, en considérant qu'une partie de l'énergie est dissipée par le comportement hystérétique des matériaux, un taux d'amortissement $\xi = 2\%$ sous forme d'amortissement de Rayleigh proportionnel à la matrice de rigidité tangente et à la matrice de masse sera spécifié. L'amortissement sera calculé au premier et au dernier mode élastique permettant d'obtenir 90% de la masse modale effective.

4.2 Sélection des accélérogrammes

Tous les tremblements de terre qui surviennent sont différents. La détermination du comportement d'une structure à l'aide d'une analyse temporelle nécessite donc la sélection de plusieurs signaux afin d'obtenir une réponse réaliste qui peut correspondre à la moyenne des réponses à tous ces accélérogrammes. Les signaux doivent être choisis de façon à obte-

nir un niveau d'intensité voulu. Dans le cadre de ce projet, on s'intéresse à la réponse au tremblement d'intensité maximale, tel que défini par le CNBC 2015, dont la probabilité de dépassement est de 2% en 50 ans, ce qui équivaut à une période de retour de 2475 ans [19].

L'intensité d'un tremblement de terre, pour une structure, peut être évaluée selon sa réponse en accélération et dépend grandement de ses propriétés [51]. Le CNBC donne les valeurs d'accélération maximale d'une structure à un degré de liberté de période variable pour une telle probabilité de dépassement sous forme de spectres UHS (en anglais *Uniform Hazard Spectrum*). On souhaite donc sélectionner des signaux de telle sorte que l'accélération maximale de la structure corresponde à l'accélération spectrale prescrite par le CNBC 2015. Ce dernier recommande en effet que les spectres d'accélération des accélérogrammes sélectionnés soient, en moyenne, égaux ou dépassent le spectre UHS sur la plage de période spécifique au scénario [19]. Or, un tel tremblement de terre n'est pas réaliste puisque les spectres UHS sont construits à partir d'une large gamme de signaux et assurent la même probabilité de dépassement à toutes les périodes. Baker [9] a montré que l'utilisation de signaux compatibles avec le spectre UHS est trop conservatrice et propose plutôt une approche basée sur le spectre conditionnel moyen (en anglais *Conditional Mean Spectrum*, CMS). Cette approche est en effet préférable étant plus efficace pour sélectionner des accélérogrammes qui sont représentatifs et cohérents pour un niveau d'intensité donné [9].

4.2.1 Spectre conditionnel moyen (CMS)

Le CMS peut être vu comme étant le spectre moyen attendu, cohérent avec le calcul probabiliste de l'aléa sismique, conditionné à l'atteinte d'une valeur spectrale cible à la période T^* d'intérêt [9]. L'obtention du CMS nécessite d'abord le choix d'une amplitude cible de l'accélération spectrale à une période qui influence le paramètre de réponse étudié. Il faut ensuite déterminer un scénario sismique représentatif. À l'aide des équations de prédiction du mouvement du sol cohérentes et de ce scénario, il est possible de calculer le CMS dont l'allure est montrée sur la figure 4.3a [23].

Les signaux peuvent ensuite être sélectionnés à partir d'une banque de données pour correspondre au CMS calculé. Jayaram *et al.* [34] ont proposé un premier algorithme de sélection des accélérogrammes par la méthode du spectre conditionnel (en anglais *Conditional spectrum*, CS) sur le logiciel MATLAB [40]. La méthode CS est une extension du CMS afin de considérer la variabilité de l'amplitude de l'accélération spectrale aux périodes autres que T^* . On s'assure ainsi d'obtenir des signaux dont l'accélération spectrale aux basses et hautes fréquences est suffisamment variée pour obtenir une enveloppe représentative de la réponse. Plus récemment, Baker et Lee [11] ont proposé une amélioration de l'algorithme

de calcul. C'est cette version qui sera utilisée dans le cadre du projet, un exemple du résultat final est montré sur la figure 4.4.

4.2.2 Période de conditionnement

Les efforts dans le système gravitaire dépendent, entre autres, du déplacement inter-étages maximal de la structure. Or, pour les murs de refend en béton, ce paramètre est généralement contrôlé par le premier mode de vibration [24]. La période de vibration fondamentale de la structure, T_1 , représente donc la période d'intérêt à laquelle le CMS doit être conditionné. Puisqu'une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans est visée, l'amplitude de l'accélération spectrale visée se trouve à être la valeur du spectre UHS à la période T_1 . Dans le cadre de la méthode CS, la variance des signaux est assurée sur une plage de $0.15T_1$ à $2.0T_1$ selon les recommandations du CNBC 2015 [19].

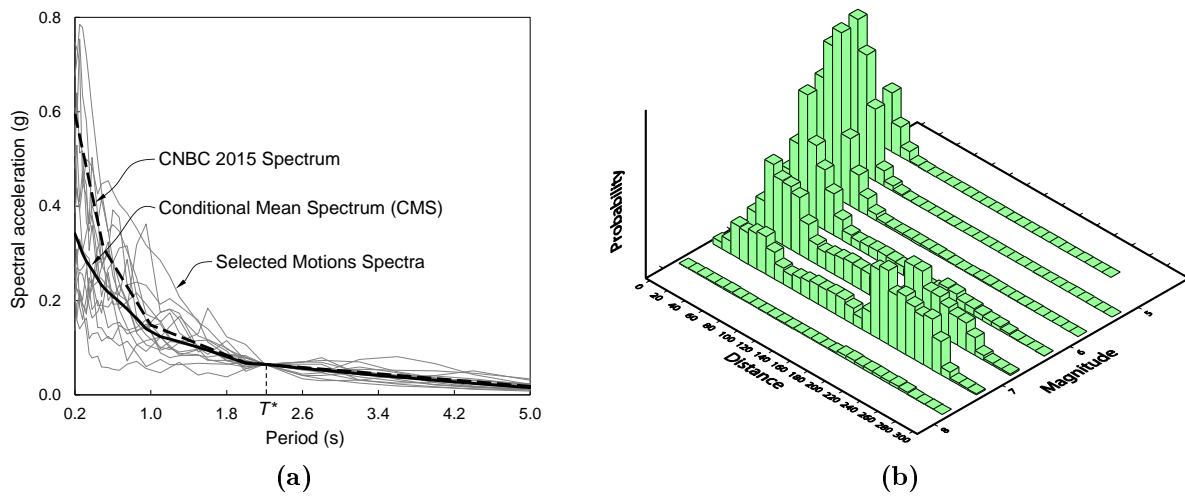


Figure 4.3 Représentation (a) du CMS conditionné à $T^* = 2.24$ s et (b) d'une désagrégation, tiré de [14].

4.2.3 Désagrégation

Au Canada, les cartes d'aléa sismique, et donc les valeurs des spectres UHS, sont obtenues par une analyse probabiliste de l'aléa sismique (en anglais *Probabilistic seismic hazard analysis*, PSHA). De ce fait, la désagrégation permet de retrouver la contribution d'un événement de magnitude M et à une distance R à l'aléa sismique calculée. Un exemple du résultat de ce calcul est montré sur la figure 4.3b. L'événement est aussi caractérisé par une variable epsilon ($\epsilon(T^*)$) qui représente le nombre d'écarts-types entre le logarithme de la réponse spectrale à la période d'intérêt ($\ln S_a(T^*)$) et la prédiction moyenne de la réponse selon le couple M/R ($\mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)$). La désagrégation peut être calculée avec

le logiciel OpenQuake [31] qui est un moteur de calcul probabiliste fourni par le *Global Earthquake Model Foundation*. La moyenne des valeurs $M/R/\epsilon(T^*)$ obtenues représente alors un scénario sismique cohérent pour le calcul du CMS [23].

4.2.4 Équations de prédiction du mouvement du sol

Les équations de prédiction du mouvement du sol (en anglais *Ground motion prediction equations*, GMPE) permettent de calculer l'accélération spectrale du sol à un endroit donné causé par un événement sismique donné [27]. Ce sont ces équations qui permettent de définir les ordonnées du CMS à partir du scénario sismique obtenu de la désagrégation. Afin d'observer une cohérence entre les différentes étapes de calcul, les GMPEs proposées par Atkinson et Adams [8] doivent être choisies. Ce sont ces équations, sous forme de tables de valeurs, qui ont été utilisées pour le calcul des cartes d'aléa sismique proposées dans le CNBC 2015. Pour chaque région et type d'événement, trois GMPEs sont proposées ; un bas, un élevé et un central. L'utilisation de l'ensemble de ces trois équations, pondérées par des facteurs de poids, sous forme d'arbre logique, permet de bien représenter l'incertitude épistémique [8].

Ces tables ont été originalement développées pour un sol B/C selon la classification du CNBC 2015 et converties pour un sol de classe C selon les facteurs de modification proposés par Halchuk *et al.* [32]. Dans le cadre de ce projet, les classes de sol C, D et E seront étudiées. Dans ce cas, les GMPEs doivent être converties en conséquence. À partir des tables pour un sol de classe C, il est possible d'utiliser les facteurs de modification de l'article 4.1.8.4 du CNBC 2015, qui sont dépendants de l'accélération maximale au rocher (en anglais *Peak ground acceleration*, PGA) du site en question, pour convertir les GMPEs pour un autre type de sol [25].

4.2.5 Considération de la localisation des bâtiments

La désagrégation requiert les fichiers décrivant le modèle de l'aléa sismique au Canada. Les plus récents fichiers, ayant servi au développement des valeurs de l'aléa sismique du CNBC 2015, sont fournis par le *Geological Survey of Canada* (GSC). Ils sont divisés en quatre régions : nord-ouest, sud-ouest, nord-est et sud-est. Pour le sud-ouest du Canada, un seul fichier unique est à utiliser [32]. Cependant, les sources sismiques sont très variées dans cette région. Ainsi, il est nécessaire de considérer plusieurs ensembles de GMPEs qui doivent être pondérés selon la méthode proposée par Lin *et al.* [36]. Pour la sélection des accélérogrammes, la banque de données du *Pacific earthquake engineering research center* (PEER) NGA-West2 [49] est utilisée.

Dans le sud-est du Canada, le modèle de l'aléa sismique est divisé en trois sous-modèles ; historique (H2), régional (R2) et hybride (HY). L'utilisation des trois sous-modèles est recommandée selon un arbre logique ayant respectivement des poids relatifs de 0,4, 0,2 et 0,4 [32]. Contrairement à l'ouest, un seul type d'événement sismique (crustal) est dominant, on peut donc utiliser un seul ensemble de GMPEs [8]. Par contre, la quantité de signaux enregistrés dans l'est est beaucoup plus faible, ce qui complique la détermination du facteur de corrélation nécessaire pour le calcul du CMS. Daneshvar *et al.* [23] ont montré que l'amplitude spectrale à de courtes périodes pourrait être sous-estimée lorsque le modèle de corrélation développé par Baker et Jayaram [10] pour l'ouest du nord de l'Amérique (en anglais *Western North America*, WNA) est utilisé dans l'est (ENA). Malgré tout, cette approche demeure raisonnable, puisque ce modèle est adéquat pour des séismes peu profonds dans la croûte terrestre, comparables à ce que l'on peut observer dans l'est du Canada [14]. De la même manière, la sélection des signaux dans les banques de données de l'ENA limite les possibilités et nécessite parfois l'utilisation de facteurs d'échelle trop importants. Ainsi, l'utilisation de la banque de données NGA-West2 [49] est préférée.

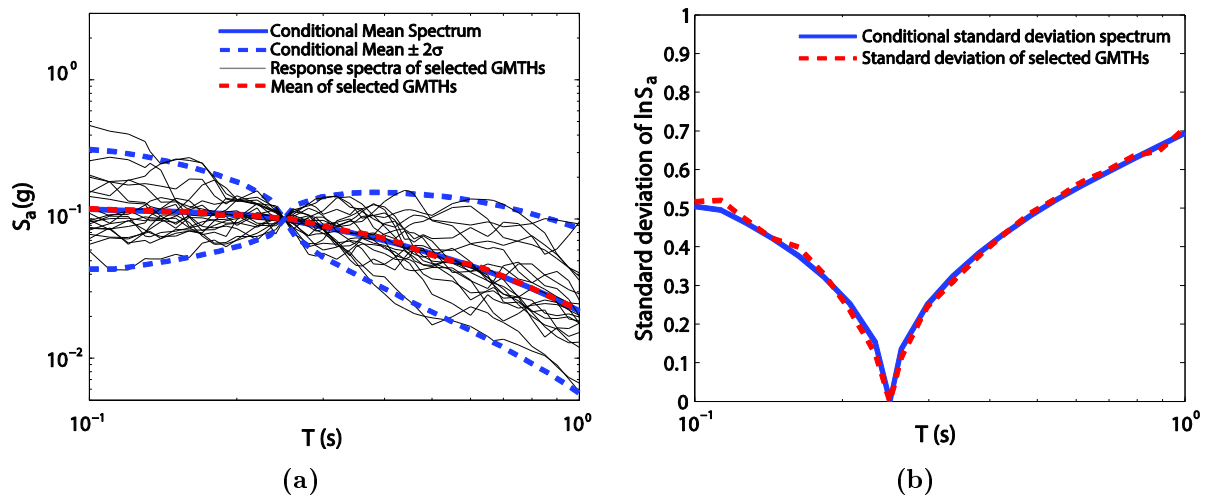


Figure 4.4 Résultat de la sélection d'accélérogrammes selon la méthode du spectre conditionnel, tiré de [14].

CHAPITRE 5

ARTICLE

Avant-propos

Auteurs et affiliation

Mathieu Choinière : *Étudiant à la maîtrise*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 2500 Blvd de l'Université, Sherbrooke, QC, Canada J1K 2R1.

Patrick Paultre : *Professeur titulaire*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 2500 Blvd de l'Université, Sherbrooke, QC, Canada J1K 2R1.

Pierre Léger : *Professeur titulaire*, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, 2500 chemin de Polytechnique, Montréal, QC, Canada H3C 3A7.

Informations générales

Date de soumission : 28 novembre 2018

État de l'acceptation : Article soumis

Revue : Engineering Structures

Titre français : Influence de l'interaction sol-structure sur les demandes sismiques du système de reprise des charges gravitaires des bâtiments avec murs de refend

Contribution au document : L'article contribue de façon significative au mémoire en présentant plus en détails la méthodologie et les paramètres des analyses qui ont été faites. Les méthodes étudiées afin de considérer le mouvement des fondations y sont décrites et appliquées à un bâtiment typique. L'article présente de façon concise les principaux résultats accompagnés d'une analyse. Finalement, les principales conclusions sont aussi décrites.

Résumé français : Cet article présente une méthode linéaire simple et complète pour calculer les demandes sismiques dans les éléments du système de reprise des charges gravitaires (SRCG) des bâtiments constitués de murs de refend en béton en incluant le mouvement des fondations. Basé sur la méthode proposée par [Beauchamp *et al.* \[13\]](#), cet article compare deux approches afin de considérer le mouvement des fondations sur un dépôt de

sol linéaire, comme (a) un simple ressort en rotation sous chaque noyau, et (b) un ensemble complet de ressorts et d'amortisseurs. Un modèle encastré en utilisant les facteurs de modification du code est aussi utilisé pour comparaison. Les ressorts et les amortisseurs sont d'abord validés en modélisant l'interaction sol-structure (ISS) par des éléments finis volumiques. Ensuite, ces approches sont évaluées pour un bâtiment typique en béton armé de 12 étages par plusieurs analyses temporelles non-linéaires. L'ISS est modélisée par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs et les signaux sont sélectionnés par la méthode du spectre conditionnel. Les analyses non-linéaires sont réalisées pour un sol variant de rigide à meuble et l'effet de la fissuration des niveaux souterrains est analysé. Les résultats des analyses montrent que les méthodes proposées sont efficaces pour calculer les demandes dans le SRCG en comparaison avec les analyses non-linéaires. Le mouvement des fondations devrait être explicitement modélisé pour les sols de classe D ou plus flexibles, tandis qu'un niveau raisonnable de fissuration de la structure en sous-sol devrait être considéré pour obtenir des résultats conservateurs. Pour un sol très flexible comme le sol de classe E, le comportement du bâtiment est difficilement représenté avec les méthodes d'analyse linéaires, ainsi une analyse non-linéaire est requise.

Mots clés : Béton armé, bâtiment, système de reprise des charges gravitaires, interaction sol-structure, conception parasismique, analyse temporelle non-linéaire, spectre conditionnel.

Note : Suite à certaines corrections demandées par les membres du jury, le contenu de cet article diffère de celui qui a été soumis. Ces corrections seront apportées à la version finale de l'article pour publication.

Influence of soil-structure interaction on seismic demands in shear wall building gravity load frames

Abstract

This paper presents a complete and simple linear method, with a suitable force modification factor, to compute seismic demands in the gravity load resisting system (GLRS) of shear wall buildings including foundation movement. Based on the method first proposed by Beauchamp, Paultre and Léger in 2017, this paper compares two approaches to consider foundation movement on linear soil media such as (a) a simple rotational spring under each core and (b) a complete set of springs and dashpots. A fixed-base model using code foundation factors is also used for comparison. Springs and dashpots are assessed by modelling soil-structure interaction (SSI) with solid finite elements. Then, these approaches are evaluated for a typical 12-storey concrete shear wall building considering several nonlinear time history analyses (NLTHAs). SSI is modelled with a set of springs and dashpots, and ground motions are selected from the conditional spectrum method. NLTHAs are performed for soil classes ranging from stiff to soft, and the effect of the underground structure cracking is analysed. Analysis results show that the proposed methods are accurate in computing seismic demands in the GLRS compared to NLTHA. Foundation movements should be explicitly modelled for soil class D or softer, and underground structure cracking should be considered. For the very soft soil class E, the behaviour of the building is poorly captured in linear analysis methods ; thus, nonlinear analyses are required.

Keywords : Reinforced concrete, building, gravity load resisting system, soil-structure interaction, seismic design, nonlinear time history analysis, conditional spectrum.

5.1 Introduction

In North America, reinforced concrete (RC) buildings must have a seismic force resisting system (SFRS) that must be able to resist 100% of seismic forces [6, 46]. The design of elements part of the SFRS is somewhat straightforward and generally well known to engineers. Even if the SFRS can carry all induced seismic loads, the other structural elements of the building, the gravity load resisting system (GLRS), are deformed by the

movement of floor slabs during an earthquake. The seismic design of elements part of the GLRS must be carried out during the building design process because its importance has been well recognized from past major events. During the Northridge earthquake in 1994 [42], the Haiti earthquake in 2010 [16] and the Christchurch earthquake in 2011 [26], some components that were supposed to carry only gravity failed, leading to the collapse of buildings they were part of. Indeed, the failure of one or more elements of the GLRS is known as one of the most common causes of building collapse during an earthquake.

Both the Canadian design of concrete structures standard CSA A23.3-14 [22] and the American Concrete Institute code ACI 318-14 [1] state that the GLRS must withstand the large deformations induced by earthquakes. This is to ensure that the elements part of the GLRS have either sufficient capacity to deform elastically or sufficient ductility to carry gravity loads in their deformed shapes. To achieve this, the building needs to be analysed in its deformed configuration, which includes the effects of torsion, cracked section properties and foundation movements. Recently, Adebare *et al.* [3] showed that using a linear model to calculate the drift profile of shear wall buildings, ignoring inelastic deformations, can lead to a significant underestimation of seismic forces in gravity columns, principally in the first storeys. In response to this problem, CSA A23.3-14 requires that the design displacement incorporate the inelastic displacement profile of the SFRS. Because of the complexity of this requirement, a simplified method based on the research of Dezhdar [24] is proposed in CSA A23.3-14 [22]. Recently, a simple and more direct method based on a single linear model of the complete building was proposed by Beauchamp *et al.* [13].

Regarding the inelastic displacement profile, the interaction of a building with the soil underneath is often not explicitly considered by engineers. Seismic hazard maps in Canada and in the United-States have been developed for structures sitting directly on rock sites and firm ground. However, most buildings are constructed given soil conditions that can affect the response of structures founded on them. For example, during the Chi-Chi earthquake in 1999, some buildings well resisted the earthquake but ultimately collapsed because the soil lost its capacity [61]. Moreover, during the Saguenay earthquake in 1988, buildings further away from the epicenter were damaged more so than certain buildings closer to the epicenter because they were constructed on soft soil [54]. In North American standards, the dynamic effects of soil are considered using modification factors on the seismic excitation, but the movement of the soil deposit itself is rarely considered. The consideration of that effect for shear wall concrete buildings generally decreases the forces in the walls, but it increases displacements and thus the deformation of secondary elements of the GLRS [39]. Requirements of CSA A23.3-14 and ACI 318-14 also note to

that effect. Foundation movements must be considered in the displacement profile used for the computation of seismic demands in the GLRS [1, 22].

This paper compares two approaches to consider foundation movements to extend the method proposed by [Beauchamp *et al.* \[13\]](#) : (1) a single rotational spring under each wall and (2) a complete set of springs and dashpots. These approaches are also compared with a fixed-base model. Their accuracy and efficiency are evaluated for a typical shear-wall 12-storey building using the results of several nonlinear time history analyses (NLTHAs) in which ground motions are selected and scaled from the conditional spectrum method. NLTHAs are performed for soil classes ranging from stiff to soft, and the effect of underground structure cracking is investigated. Additionally, all analyses are used to assess the simplified method suggested in CSA A23.3-14 extended to include foundation movements.

The scope of this paper is limited to assessing the influence of the flexibility of a linear homogeneous soil deposit on the seismic demands in GLRS. Uplift of the foundation is not considered, even though it has been verified that no uplift occurs in the studied models. Seismic demands in the GLRS are presented only for columns, although the proposed method is also efficient for other elements. The effects of torsion on the determination of seismic demands in the GLRS have been studied by [Beauchamp *et al.* \[13\]](#); thus, torsion is not included in the present paper to simplify calculations and to focus on the effects of flexible soil conditions.

5.2 Seismic design of GLRS

5.2.1 Requirements of the ACI 318-14

The ACI 318-14 requirements for the seismic design of the GLRS focus more on the detailing of members than on a refined procedure to calculate seismic demands in the GLRS. Members not designated as part of the SFRS must be designed to sustain the factored gravity loads ($1.2D + 1.0L + 0.2S$ or $0.9D$) acting simultaneously with the lateral displacement expected for the design-basis earthquake [1]. Even if it is not required to consider the inelastic displacement profile, the intention of ACI 318-14 and the standard ASCE 7-16 [6] is to encourage engineers in providing intermediate or special detailing in beams and columns that are not part the SFRS. This approach is based on observations and experimental evidence that well-detailed structural elements can endure large inelastic deformations without losing significant vertical load-carrying capacity [6]. The ACI 318-14 requirement even permits one to not explicitly check the effect of the design displacement on gravity members if special detailing requirements are provided [1].

5.2.2 Simplified method in CSA A23.3-14

Unlike ACI 318-14, CSA A23.3-14 requires one to consider the inelastic displacement profile in computing the seismic demands in the GLRS. This requirement can be achieved by analysis using a simplified method for concrete buildings in which the SFRS consists of shear walls [22]. The curve labelled "cantilever wall" shown in Fig. 5.1 is proposed to evaluate the inelastic displacement profile based on the global drift ratio Δ/h_w , where h_w is the height of the building and Δ is the design displacement at the top of the GLRS.

Curves corresponding to the moment-resisting frame and coupled wall were added later in CSA A23.3-14 Explanatory Notes in the CAC Concrete Design Handbook [17]. However, this method is limited to buildings with simple SFRS. A building with two types of SFRS in the same loading direction can hardly be analysed following that procedure. Moreover, a single displacement profile is rarely sufficient because the design displacement at the top of the building varies because of torsion.

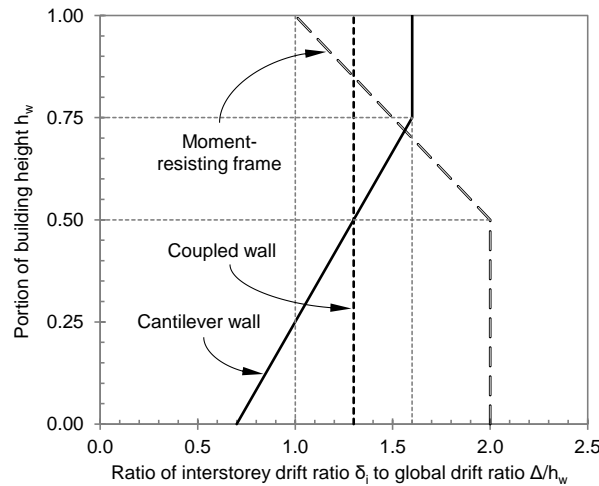


Figure 5.1 Envelop of relative interstorey drift ratios for the simplified analysis in CSA A23.3-14.

Consideration of foundation movements

In some cases, the foundation of a building is restrained against rotation by a structure that is shown to have sufficient stiffness and strength. In this case, it is not required to consider foundation movements [22]. On the other hand, the rotation of flexible foundations must be considered in the calculation of the design displacement. For foundations designed in accordance with the capacity design principle, their rotation can be computed based on the overturning moment according to Eq. 5.1. This equation, proposed in CSA A23.3-14,

is a simplified version of a procedure developed by [Adebar \[2\]](#).

$$\theta = 0.3 \left(\frac{q_s}{G_0} \right) \left(\frac{\ell_f}{a_s} \right) \left[1 + 2 \left(\frac{a_s}{b_f} \right)^{1.5} \right] \quad (5.1)$$

where θ is the foundation rotation in radians; b_f and ℓ_f are the width and length of the footing, respectively; a_s and q_s are the length and magnitude of the uniform bearing stress in soil required to resist the applied loads; and G_0 is the maximum shear modulus of the soil for small strains. To consider foundation movements in the computation of the building displacement profile, it is recommended that the rotation, in radians, be added at every level to the interstorey drift ratio determined from a fixed-base model [\[22\]](#).

5.2.3 Method proposed by [Beauchamp et al. \[13\]](#)

[Beauchamp et al. \[13\]](#) proposed a more general method to determine seismic demands in the GLRS. The method requires a single linear model of the building that can be used to facilitate the seismic design of both the GLRS and the SFRS based on modal response spectrum analysis (RSA). The method consists of modelling the complete building and reducing the stiffness of the elements part of the GLRS; therefore, they do not affect the behaviour of the SFRS. This reduction factor (F_{sr}) can be taken between 10^{-2} and 10^{-3} . The model is then identified as "*gravity nearly null stiffness*" (GNS). The forces in elements part of the GLRS is directly computed for each mode and combined with the appropriate method. These forces are very small because of the reduction factor applied; therefore, the design forces in the GLRS are obtained by multiplying inversely :

$$F_{SRCG} = F_{GNS} \times \frac{1}{F_{sr}} \times \frac{V_d}{V_e} \times \frac{R_d R_o}{I_e} \quad (5.2)$$

where V_d/V_e is a ratio representing ductility and overstrength. Because the forces in the GLRS are caused by the displacement of the structure, they are increased by the ratio $R_d R_o/I_e$, as recommended in NBCC 2015 [\[46\]](#). The latter can be viewed as the Canadian equivalent to the ratio C_d/I_e in ASCE 7-16 [\[6\]](#).

To consider the inelastic displacement profile of the SFRS, [Beauchamp et al. \[13\]](#) suggested, following comprehensive parametric analyses, to further reduce the stiffness of walls in the plastic hinge zone, giving the "*linear plastic hinge*" (LPH) model. They used an effective elastic modulus of $E_{eff} = 0.35E_c$, which is half the value assigned to the remainder of the walls. [Dezhdar \[24\]](#) in contrast suggests to use approximately half that value but applied to approximately half the length of the wall.

As presented, this method does not consider foundation movement. As will be discussed in Section 5.3, the flexibility of the foundation generally increases displacements in the structure, which increases forces in the GLRS. Thus, it is important to evaluate the influence of the foundation movements on the GLRS and improve the proposed simplified method accordingly [13].

5.3 Soil-structure interaction

Every building has a foundation that is surrounded or lays on soil. Therefore, it is important to understand how soil properties modify the behaviour of the structure above. This phenomenon has been the subject of numerous studies since the first half of the 20th century. It is now known as soil-foundation-structure interaction, or simply soil-structure interaction (SSI). SSI has three principal effects on the design of structures : (1) Inertia and flexibility of the soil deposit modify dynamics properties of the complete system ; (2) kinematic effects of SSI modify free-field ground motions in a different signal at the base of the foundation, and (3) the deformation of the soil can increase displacements in the structure and modify forces in structural elements [45]. The first and the last effect can be regrouped in the inertial interaction, while the second one is the kinematic interaction.

In North American standards, the kinematic interaction is somewhat considered using modification factors in the seismic excitation that depend on the intensity of the loading and on the soil class [6, 46]. On the other hand, inertial interaction is rarely considered, as it is generally accepted that it is safe not to do so. Indeed, considering the flexibility of the soil deposit lengthens the fundamental period of the soil-structure system, leading to a reduction in the seismic excitation. However, even if it decreases forces in the walls for concrete buildings, considering the flexibility of the soil can increase displacements and thus the deformations of components of the GLRS [39]. To model SSI and its effects, two main methods are described in the literature [39, 45]. The first method is called the *direct method*, and the other method is the *sub-structure method*. Both methods are briefly described in Subsections 5.3.1 and 5.3.2.

5.3.1 Direct method

The direct method consists of a complete modelling of the system soil-foundation structure, as shown in Fig. 5.2. A large soil deposit discretized in small finite elements must be modelled with appropriate properties. This method is the most accurate, as the dynamic behaviour of the entire system is directly obtained. However, it remains computationally expensive and time consuming ; therefore, it is rarely used by practising engineers [39].

Several challenges arise in regard to performing a time history analysis of a structure in which SSI is modelled by the direct method :

(1) Properties of soil finite elements should be defined with care. An adequate modelling of wave propagation is important, and an equivalent linear representation of the soil properties is often used to this end [45].

(2) Boundary conditions of the soil deposit must be well defined so that they do not modify the behaviour of the structure. In a study on nuclear reactors, Ghosh et Wilson [30] suggested that the width and depth of the soil deposit should be at least 3 and 1.5 times the width of the building, respectively. Paultre et Lavoie [53] also recommended that the soil deposit be 3 times larger than the building. Lysmer et Kuhlemeyer [37] and Wilson [63] showed that using non-reflecting radiative boundaries allows one to reduce the size of the soil deposit without affecting the structural behaviour. Those boundary elements are viscous dampers with a value per surface unit of $V_s \rho_s$, where V_s is the shear wave velocity in the soil medium and ρ_s is the soil density.

(3) As explained, seismic waves are modified by the mass and stiffness of the soil and also by the interactions with the structure and its foundation. However, available ground motions are often signals recorded on the surface, called free-field motions. Thus, particular care should be taken regarding the input mechanism for these signals [45]. Three possible input mechanisms studied in Léger et Boughoufalah [35] are described in the following subsections.

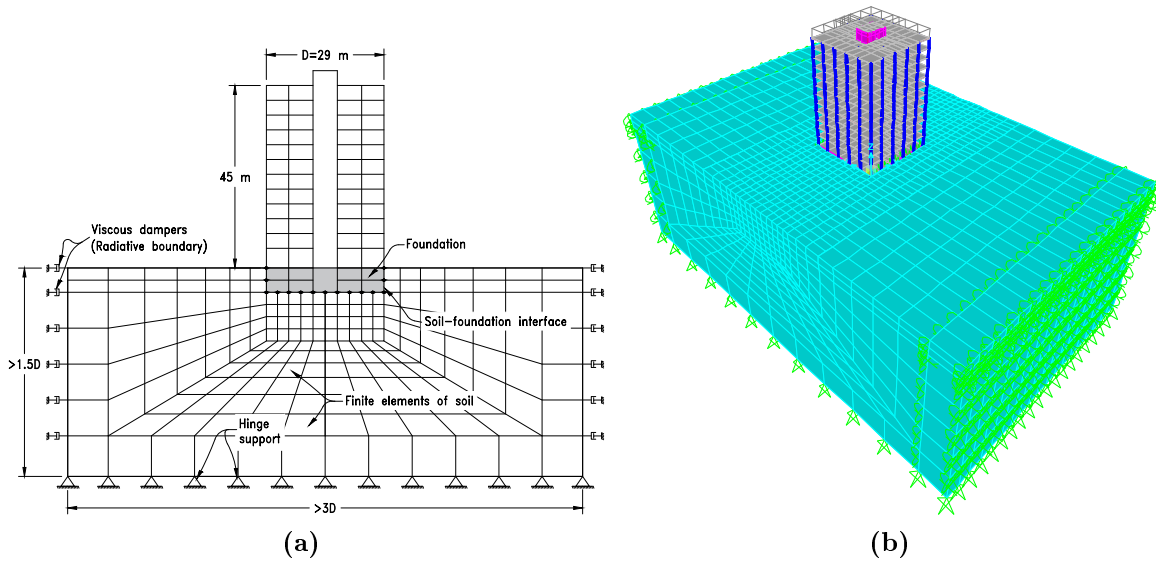


Figure 5.2 Direct method for modelling SSI, (a) conceptual model (b) 3D model in SAP2000. [Colour online].

Massless foundation

This input mechanism implies that one should define the mass of the soil elements as null. In this way, the signal can be input at the base of the soil deposit because seismic waves do not undergo any modifications by propagating in the soil medium. Using the free-field ground motions is then acceptable, as the motions that reach the surface are the same as the one input at the bottom. In this mechanism, soil elements are modelled only for their flexibility ; their inertia is neglected.

Surface input

The surface input mechanism consists of inputting the free-field ground motion directly at the surface of the soil deposit. To this end, the acceleration signal of the ground motion is applied to all joints of the soil-foundation interface. The implementation of this mechanism in modelling software requires care. It is important that the mass degrees of freedom of the soil be identified so that the loading is not applied to them [63].

Deconvolution

A more realistic excitation of the structure can be obtained by computing a motion at the base of the soil deposit that could have caused the free-field motion. This process is called deconvolution. Many software packages, such as *SHAKE* [47] and *DEEPSOIL* [33], are available to solve this complex mathematical problem. However, such software packages are quite cumbersome and sensitive to input parameters. Another approach is to solve the wave propagation problem directly in the finite element model, eliminating possible mistakes [60].

The deconvolution in this project is performed by applying the free-field motion at the base of the soil deposit and then recording the acceleration at the surface in the finite element model without the aboveground structure. Correction factors are then computed by comparing the recorded signal to the free-field target motion in the frequency domain. Finally, these factors are applied to the original signal in the frequency domain. This method is derived from the mathematical formulations of Reimer [55], by which it is possible to demonstrate the accuracy of the procedure for a completely linear system. Otherwise, the process is generally repeated until the results are satisfactory.

5.3.2 Sub-structure method

Sub-structure method is an equivalent approach to model SSI. Theoretically, this method splits the problem in two distinct parts that are solved separately. The first part consists

in calculating the free-field motions or the foundation input motions without considering the presence of the structure. In practice, this part is often not necessary, because soil dependant free-field ground motions are directly available. The second part consists in applying the motion to the structure in which soil properties are simulated by a group of equivalent springs and dashpots. Because of the superposition inherent in this method, the soil and the structure need to be assumed linear. However, an equivalent linear system is often used to respect that criterion [45].

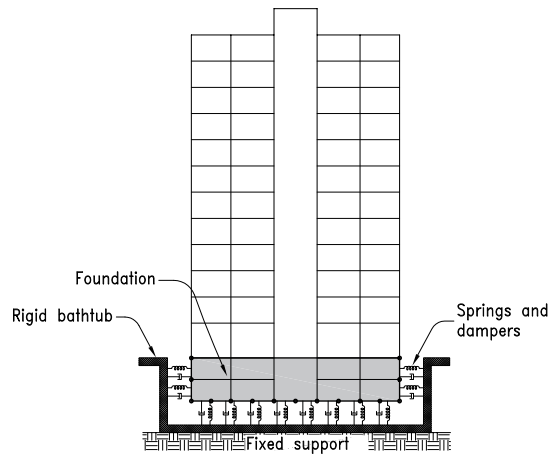


Figure 5.3 Sub-structure method for modelling SSI using the bathtub approach.

Multiple methods of modelling SSI with the sub-structure method exist. Some such methods have been compared in NIST GCR 12-917-21 [45]. The main differences in these approaches concern the seismic input motion mechanism. One of these approaches is called the *bathtub approach* (fig. 5.3). The same signal is applied to all springs and dashpots through a rigid "bathtub". Another approach is to consider the variation of the signal over the depth of the foundation. Though the latter is more precise, it is difficult to model. The bathtub approach is preferred for this project.

The sub-structure method requires the computation of equivalent soil properties that are assigned to each spring and dashpot. Soil dynamic properties, known as *impedance functions*, depend on the foundation geometry, the nature of the soil as well as the excitation frequencies. The derivation of the impedance functions is very challenging. Thus, equations for simple cases of foundations laying on a linear homogeneous half space are proposed in Pais et Kausel [50], Gazetas [29] and Mylonakis *et al.* [43], which are recommended in NIST GCR 12-917-21. The equations proposed by Pais et Kausel [50] have also been included in the latest edition of ASCE 7-16 [6].

5.4 Studied methods

The first method studied in this paper is labelled SS to indicate sub-structure. It consists of adding springs and dashpots based on the sub-structure method. The demands in the elements part of the GLRS are then determined according to the procedure proposed by [Beauchamp *et al.* \[13\]](#). In this way, foundation movements can be considered in the calculations.

The SS method, shown in Fig. 5.4, has been developed for a concrete building with isolated footings under cores and columns but can be modified for other configurations. At the surface, the soil is often not sufficiently compacted to offer a passive lateral resistance ; thus, horizontal springs and dashpots are not assigned at the ground level. Simple impedance functions to calculate springs and dashpots are based on the hypothesis that the foundation acts as a whole. However, walls and columns are often on isolated footings that allow them to rotate independently. Thus, joints at the base of the foundation are constrained by a rigid diaphragm only. To simulate the rotational stiffness when uniaxial springs are distributed under the foundation, NIST GCR 12-917-21 [45] proposes simple equations to increase the stiffness of the springs on a strip along the foundation edges. However, this approach neglects the important rotational stiffness of the core footing. To solve that problem, all joints under the core are constrained to act as a "rigid plate", and a rotational spring is added as shown in Fig. 5.4. It has been found that moment demand on the column footings is small in regard to their capacity, leading to almost no rotation. Thus, the rotational degrees of freedom (DOFs) at the base of the columns and the out-of-plane rotational DOF at the base of the foundation walls are restrained. This simplification may not be adequate for all buildings, and verification is necessary.

To further simplify the calculations, another alternative is considered in this paper. This other method consists of retaining only the rotational spring under the core. Foundation walls and columns are then restrained at the base. The rigid diaphragm constraint and rigid plate constraint are kept as shown in Fig. 5.4. For the analysis, this method is labelled as *RO* for the rotational spring only.

5.4.1 Calculation of springs and dashpots

Springs and dashpots are computed according to the procedure given in NIST GCR 12-917-21 [45], which is based on the impedance functions proposed by [Pais et Kausel \[50\]](#). Global stiffness and damping values of the whole foundation are first computed and then transferred into a set of uniaxial springs and dashpots. The added rotational spring stiffness can be evaluated following the same procedure with the dimensions of the core footing

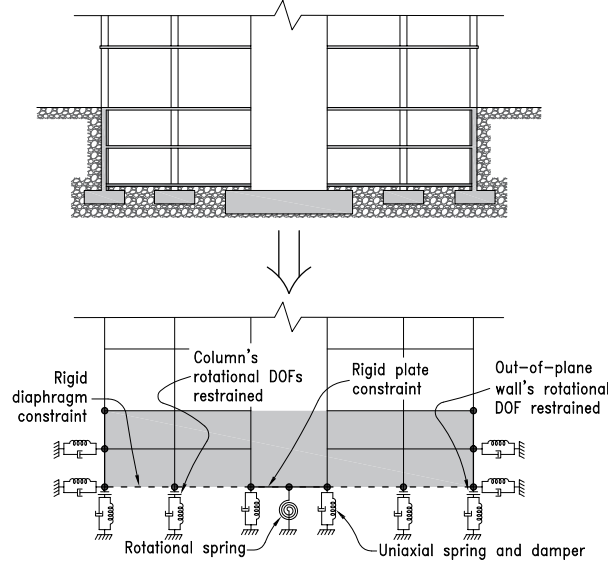


Figure 5.4 Illustration of the SS method for modelling SSI.

only. Another simple approach is to evaluate this stiffness as a ratio of the square of the core footing length to the square of the total foundation length. This rotational spring stiffness is then subtracted from the global foundation rotational stiffness.

The rotational stiffness of the core footing can also be evaluated using Eq. 5.1 given in CSA A23.3-14. In this case, the stiffness is simply the applied moment over the rotation θ calculated. The refined procedure developed by Adebar [2] can be used for that purpose as well.

For this project, rotational spring in the model *SS* has been computed by the lengths ratio because of the simplicity of this approach. On the other hand, in the model *RO*, the spring has been computed following the procedure in NIST GCR 12-917-21 with the core footing dimensions.

5.4.2 Performance of SSI models

As discussed in Section 5.4, the SS method differs from the basic sub-structure procedure given in NIST GCR 12-917-21 [45] because of the added rotational spring. Thus, as the direct method is the most rigorous approach to modelling SSI, it is used to assess the performance of the SS and the RO method for linear homogeneous soil media. A complete linear 3D model of the soil-foundation-structure system has been modelled, as shown in Fig. 5.2, in the *SAP2000* software package [21]. Because the depth of the soil deposit is more than 1.5 times the width of the building, fixed conditions are assumed at the base without significantly affecting the behaviour of the structure [30]. However, radiative

viscous boundaries are assigned to the sides of the deposit to ensure that horizontal shear waves are not reflected back to the structure [37, 63]. Verification has been performed to ensure that the four corners of the building, in a model with only the soil deposit and the flat box foundation, are seeing the target free-field motion when the deconvolved signal is applied at the base of the deposit.

The direct method is modelled with each of the three input mechanisms discussed in Section 5.3.1 : (1) deconvolution, (2) surface input, and (3) massless foundation. The reference method is the deconvolution, as it considers all SSI effects. Comparisons are made for a class D soil ($V_s = 250$ m/s) using a single unscaled seismic record. For each input mechanism, the envelope of the shear demand in the core and the envelope of the interstorey drift ratios have been extracted (fig. 5.5). The SS method results are in good agreement with the analyses performed with the reference solution. For this building subjected to horizontal excitations, the three seismic input mechanisms produced similar results (Fig. 5.5). The RO method also achieves good results for aboveground storeys, although it overestimates the shear demand in the core for underground storeys. Based on these observations, it is determined that the SS approach is an efficient way to model SSI for the studied building. The SS method will be carried forward in NLTHA to consider SSI in the most realistic manner for this study. The RO method will still be analysed in linear models considering the simplicity of its implementation.

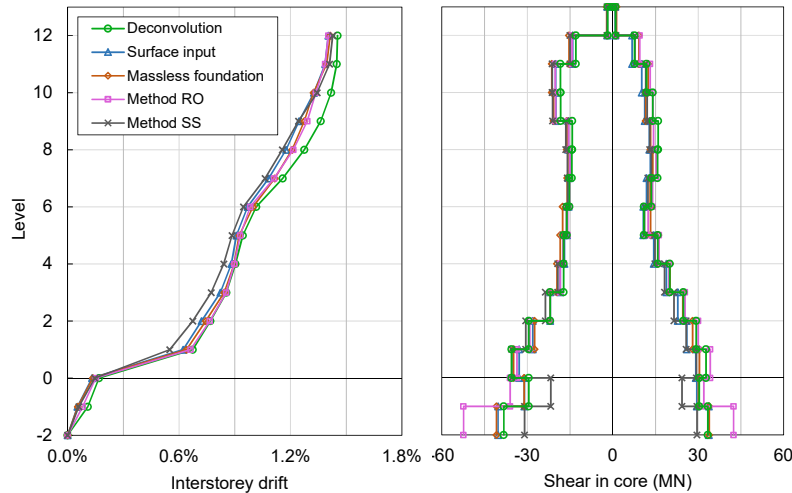


Figure 5.5 Comparison of the different methods for modelling SSI. [Colour online].

5.5 Application of proposed methods

As described in Section 5.4, two methods for considering foundation movements are studied in this paper. The first method, labelled *SS*, is a complete set of springs and dashpots, as shown in Fig. 5.4. The other method is labelled *RO* and consists of a single rotational spring under the core. To verify the influence of SSI, a fixed-base model including the underground storeys is also studied and labelled *FIX*. In all these models, the forces in elements part of the GLRS are determined with the method proposed in [Beauchamp et al. \[13\]](#), as described in Section 5.2.3. This method can be applied directly to the finite element model of the building, labelled *GNS*, or with a stiffness reduction in the plastic hinge zone, labelled *GNS_LPH*. Thus, globally, 5 original models are studied and analysed : *GNS_LPH_FIX*, *GNS_SS*, *GNS_RO*, *GNS_LPH_SS* and *GNS_LPH_RO*. The meanings of the acronyms in the model names are summarized in Table 5.1. The fixed-base model is studied only with a stiffness reduction in the plastic hinge zone to lighten the figures and because it was shown to be more accurate in [Beauchamp et al. \[13\]](#). In addition, the forces in elements part of the GLRS are computed according to the method proposed in CSA A23.3-14 and described in Section 5.2.2 for comparison. This curve is labelled *CSA*.

To assess the performance of the models, NLTHA is performed for each case to serve as target values. The purpose of NLTHA is to be as close as possible to reality. Thus, in these analyses, SSI is modelled according to the *SS* method discussed in Section 5.4.2.

The influence of SSI is verified by performing all the analyses for three types of soil with an uncracked underground structure. Analyses are also performed with a severely cracked underground structure to study the effect of this parameter. An explanation of the underground structure cracking level is given in Section 5.5.3.

Tableau 5.1 Description of acronyms used in model names

Acronym	Description
SS	<i>Sub-Structure</i> : SSI modelled with the <i>SS</i> method
RO	<i>Rotational spring Only</i> : SSI considered via a rotational spring under the core only
FIX	<i>FIXed</i> : Fixed-base model including the underground storeys
LPH	<i>Linear Plastic Hinge</i> : Stiffness reduction over the plastic hinge zone
GNS	<i>Gravity nearly Null Stiffness</i> : Stiffness reduction in the GLRS for RSA analysis

5.5.1 Studied building

The studied building (Fig. 5.6) is well known by engineers in Canada because it is one of the buildings presented in the seismic design chapter of the *Concrete Design Handbook* [17].

It was also used in the paper in [Beauchamp *et al.* \[13\]](#). This building, located in Montreal, has two underground storeys. The SFRS consists of coupled walls in one direction and cantilever walls in the other; therefore, the effect of these two types of SFRS can be studied.

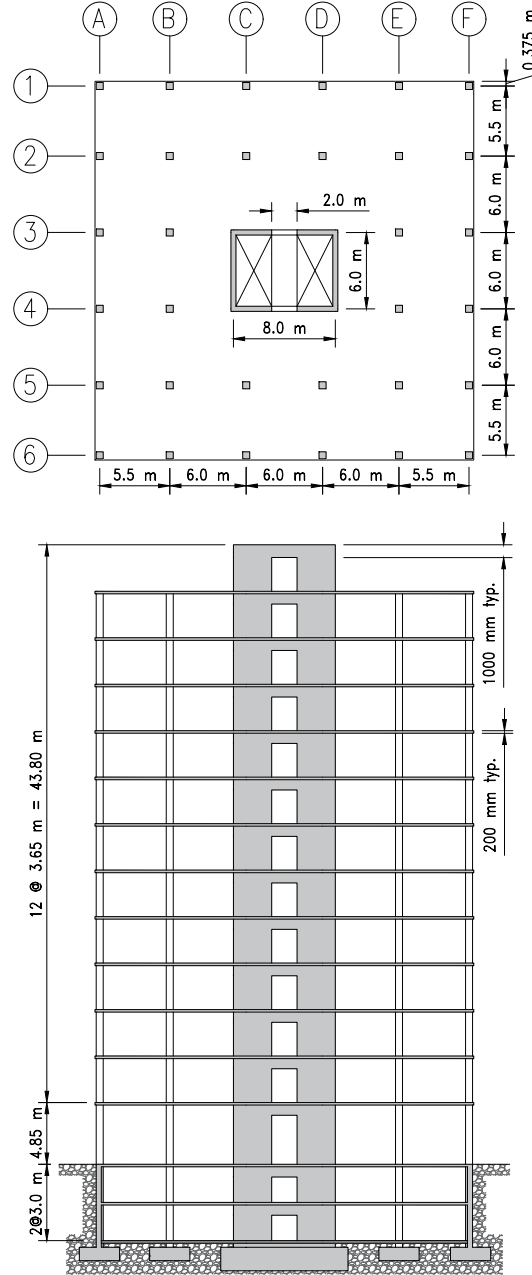


Figure 5.6 Plan and elevation of the studied building adapted from [\[17\]](#).

5.5.2 Sections and detailing

Seismic design of the SFRS has been performed for a class D soil according to the NBCC 2015 [46] and CSA A23.3-14 [22]. The seismic forces have been computed with the response spectrum method on a fixed-base model including the underground storeys. The design base shear has been scaled at the ground level because the shear distribution of the lateral earthquake force computed according to the equivalent static procedure does not consider underground storeys [46]. As governed by the minimum steel requirements, the same reinforcement is used for soil classes C and E. The building is designed with force reduction factors related to ductility and overstrength of $R_d = 3.5$ and $R_o = 1.6$, respectively, in the cantilever wall direction and $R_d = 4.0$ and $R_o = 1.7$ in the coupled wall direction, respectively, as defined by the NBCC 2015. The flexural reinforcement of one C-shaped wall is presented in Fig. 5.7.

The plastic hinge zone has been determined to extend over the first three storeys above ground. According to the capacity design principle, reinforcement in walls under the ground level has been increased to ensure that yielding does occur in the plastic hinge zone. Hence, flexural concentrated reinforcement bars have been upgraded from 25M to 30M in the underground storeys.

All the aboveground structural elements have been modelled with cracked section properties as recommended in CSA 23.3-14 (table 5.2). For the design of the GLRS, an upper bound estimate of these cracked section properties should be used. [Beauchamp et al. \[13\]](#) suggested that the effective properties all be increased by 25%. However, because the stiffness reduction factor is constant for all members, the force in these members would simply be 25% larger. Hence, the distributions with the upper bound estimation are not presented in this paper to avoid over-crowded figures.

Tableau 5.2 Cracked section properties for linear analysis.

Element type	Effective properties
Columns	$I_e = 0.55I_g$ to $0.65I_g$
Coupling beam	$A_{ve} = 0.45A_g$; $I_e = 0.25I_g$
Slab frame element	$I_e = 0.2I_g$
Wall (soil C)	$A_{xe} = 0.65A_g$; $I_e = 0.65I_g$
Wall (soil D & E)	$A_{xe} = 0.5A_g$; $I_e = 0.5I_g$

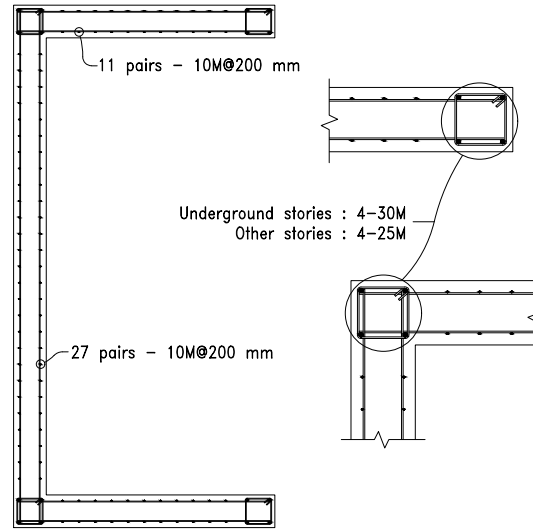


Figure 5.7 Detailing of flexural reinforcement in walls.

5.5.3 Modelling of underground storeys

Buildings generally have underground storeys that are much stiffer than the remainder of the building because of the long perimeter walls. Lateral forces from the SFRS are partly transferred to these perimeter walls by the diaphragms formed by floor slabs. This is known as backstay effects. Explicitly modelling the underground storeys is important to obtain a more realistic behaviour of the building during an earthquake. This has been done for all models of this study. The design of the aboveground part of the SFRS is generally safely made with the uncracked section properties of the underground structure. Indeed, this model is the most stiff, which means it has a shorter period and produces the largest seismic forces in the shear walls at the ground level. On the other hand, there is a great uncertainty in the properties of structural components in underground storeys. Thus, it is recommended that these properties be bracketed to capture the most critical behaviour of all structural elements of the underground storeys [7].

To be consistent with the design of the aboveground part of the SFRS, all analyses in this paper are performed considering uncracked properties of the underground structure to determine seismic forces in the aboveground elements part of the GLRS. However, the cracked section properties of the underground structure may increase the displacements of the building and thus the forces in the GLRS. Therefore, analyses are performed with severely cracked section properties of the underground structure to study this effect. The severely cracked properties have been determined using the lower bound recommendations in PEER/ATC 72-1 [7] (Table 5.3). To effectively model the stiffness of the floor slabs, semi-rigid diaphragms are assigned for underground storeys.

Tableau 5.3 Stiffness considered for severely cracked properties of underground storeys.

Stiffness of core walls	$0.8E_cI_g$
Shear stiffness of diaphragms	$0.05G_cA_v$
Shear stiffness of foundation walls	$0.1G_cA_v$
Flexural stiffness of diaphragms	$0.2E_cI_g$
Flexural stiffness of foundation walls	$0.2E_cI_g$

5.5.4 Soil parameters

The influence of SSI is verified for soil classes C, D and E according to NBCC 2015 [46] and ASCE 7-16 [6]. For all cases, the soil is considered as a linear homogeneous half space. The properties of every type of soil are described in Table 5.4 along with the key parameters used in the analyses. The shear wave velocities (V_{s30}) are taken according to the NBCC 2015 values for each soil class [46]. The values of the soil hysteretic damping ratio (β_s) and effective soil modulus ratio (G/G_0) are taken from tables proposed in Chapter 19 of ASCE 7-16 [6]. The maximum shear modulus of the soil at small strain levels (G_0) is calculated according to

$$G_0 = \rho_s V_{s30}^2 \quad (5.3)$$

The other soil parameters are average values taken from the literature and experience.

Tableau 5.4 Summary of studied cases along with their key parameters.

No.	Soil	Found. ¹	Direction	T_1^2 (s)	$S(T_1)^2$ (g)	β_s -	$\beta_{Rayleigh}$ -	G/G_0 -	V_{s30} (m/s)	ρ_s (kg/m ³)	G_0 (kPa)	ν -
1	C	UNCR	Coupled	1.89	0.077	1.39%	2%	0.91	450	2000	405000	0.33
2	C	CR	Coupled	1.95	0.072							
3	C	UNCR	Cantilever	2.21	0.065							
4	C	CR	Cantilever	2.27	0.064							
5	D	UNCR	Coupled	1.96	0.096	2.98%	2%	0.82	250	1900	118750	
6	D	CR	Coupled	2.06	0.091							
7	D	UNCR	Cantilever	2.27	0.086							
8	D	CR	Cantilever	2.39	0.084							
9	E	UNCR	Coupled	2.34	0.120	8.30%	2%	0.48	115	1800	23805	
10	E	CR	Coupled	2.72	0.108							
11	E	UNCR	Cantilever	2.58	0.112							
12	E	CR	Cantilever	3.08	0.097							

¹ UNCR : uncracked underground structure ; CR : Severely cracked underground structure

² Calculated with SS model and effective section properties according to CSA A23.3-14

5.5.5 Finite elements modelling strategy

The approach in this paper is to apply the methods as would be done in an engineering office. To this end, all linear analyses are performed with the *SAP2000* software [21]. In *SAP2000*, columns are modelled with frame elements, while core walls, foundation walls, slabs and coupling beams are modelled with shell elements. In linear analyses, the SS, RO

and FIX methods are investigated to consider foundation movements. These methods are summarized in Table 5.1. The nonlinear analyses are performed with *SeismoStruct* [58], which offers a user-friendly interface and a large range of uniaxial material laws for fibre-based elements. To determine seismic forces in the GLRS, CSA A23.3-14 simply requires that "the inelastic displacement profile of the SFRS shall be accounted for ..." [22]. Hence, only the SFRS is modelled with nonlinear elements ; all other structural components are modelled with elastic frame elements. NLTHAs are meant to be as realistic as possible ; therefore, the SSI is modelled with a set of springs and dashpots according to the SS method discussed in Section 5.4.2.

Nonlinear modelling of the SFRS

In *SeismoStruct*, the cores walls are modelled with C-shaped nonlinear fibre-based elements. Thus, each section of the C-shaped walls has only one control node, which has been proven to increase the stability of the model. The coupling beams are modelled with elastic beams and nonlinear flexural springs, as suggested by Naish *et al.* [44]. The initial effective stiffness of the coupling beams is calculated according to Son Vu *et al.* [59]. The conceptual approach to modelling walls and coupling beams is shown in Fig. 5.8.

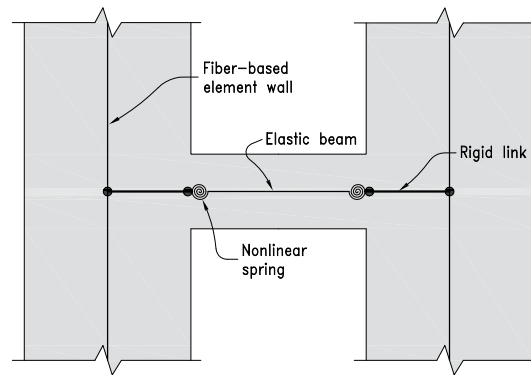


Figure 5.8 Nonlinear modelling approach of walls and coupling beams.

Material constitutive laws

All concrete in the building has a compressive strength of 30 MPa. Thus, Young's modulus is assumed to be $E_c = 25000$ MPa for all elements in linear analyses. In nonlinear analyses, the concrete is defined by the constant confinement model proposed by Mander *et al.* [38]. For reinforcing steel, the model based on the relationship proposed by Menegetto *et al.* [41] is chosen. As implemented, this model also includes the isotropic hardening rules proposed by Filippou *et al.* [28]. This model is suggested in the SeismoStruct User Manual for reinforced concrete elements subjected to complex loading histories [56]. The

parameters for the concrete are adjusted to represent a 30 MPa compressive strength and a 1.81 MPa tensile strength. For reinforcing steel, the parameters are adjusted to represent a 400 MPa yield strength and a strain hardening ratio of 0.005.

P-Delta effects

Particular care should be taken when activating the P-Delta option in finite element software when using the proposed method to determine the seismic demands in the GLRS. Because the stiffness of the columns is greatly reduced, the negative terms in the geometric matrix (which depends on the axial load and the length of the column) could be larger than the actual terms in the stiffness matrix of the element. This means that an unwanted negative term may appear in the global stiffness matrix, leading to local instability and possible convergence problems. P-Delta options in which the structure is treated as a simplified stick model, as in the *non-iterative based on mass* option in the *ETABS* software [20], can be used without issue, as the stiffness of the walls ensures the stability of the model.

5.5.6 Ground motion selection

Because every earthquake is different, NLTHA requires the selection of multiple ground motions to obtain a realistic response of the structure. This response may correspond to the mean behaviour of all selected motions. In this project, each of the 12 cases (Table 5.4) is analysed with 16 ground motions selected from the conditional spectrum (CS) method. Globally, 6 different sets of 16 ground motions are selected, as the 2 levels of cracked underground structure are analysed with the same set of ground motions.

All selected motions need to be scaled to a defined intensity level. In this project, the target intensity level corresponds to an earthquake with a probability of exceedance of 2% in 50 years, which is the design intensity level defined in NBCC 2015 [46]. For this intensity level, the NBCC gives the values of the maximum acceleration of a structure of variable period via uniform hazard spectrum (UHS). Thus, ground motions are selected such that the maximum acceleration of the structure corresponds to the spectral acceleration prescribed in NBCC 2015. However, selecting ground motions that are generally equal to the UHS for all periods is not realistic because the UHS are defined from many records and ensure the same probability of exceedance for all periods. Baker [9] showed that using motions scaled to the UHS is too conservative and thus proposed an approach based on the conditional mean spectrum (CMS). Because NLTHAs are aimed at being as close as possible to reality, the latter approach is preferred, as the selected ground motions are more representative and consistent for a given intensity level [9].

Conditional spectrum method

The CMS is the expected spectrum, consistent with the probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), conditioned to reach a target spectral value at the period of interest T^* [9]. The conditional spectrum (CS) method is an extension of the CMS that considers the variability of spectral amplitudes at periods other than T^* . It ensures that spectral accelerations of the selected motions, at high and low frequencies, are sufficiently scattered to obtain a representative envelope of the response. Recently, Baker et Lee [11] proposed an efficient CS method algorithm based on *MATLAB* [40]. This algorithm, with a few adaptations to consider the Eastern North America region, is used in the current project. An example of a set of selected motions is shown in Fig. 5.9.

In this project, the period of interest corresponds to the first lateral period (T_1) of the cracked structure, including the flexibility of the soil. Indeed, for concrete wall structures, the demands in the GLRS depend on the interstorey drift, and this parameter is mainly controlled by the first vibration mode [24]. The range in which the variability of the selected motions is conditioned to the CMS is approximately $0.15T_1$ to $2.0T_1$. Because the same set of ground motions is used for the cracked two levels of underground structure, the period of interest is taken as the mean of the first lateral period of these two cases. These periods and their target spectral values are presented in Table 5.4.

To apply the CS method, a mean representative event of the seismic hazard is needed. Because seismic hazard maps in Canada are computed by a PSHA, this event is determined by a disaggregation of the seismic hazard in Montreal with the *OpenQuake* software [31]. This results in an event defined by a magnitude M , a distance R and a variable $\epsilon(T^*)$. The last variable represents the number of standard deviations ($\sigma_{\ln S_a}(T^*)$) between the logarithm of the spectral response at T^* ($\ln S_a(T^*)$) and the mean prediction of the response for the couple M/R ($\mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)$). To be consistent with the intensity level of the NBCC 2015, the spectral ordinate at T^* of the CMS is forced to correspond to the value of the UHS NBCC 2015 spectrum. Then, $\epsilon(T^*)$ is back calculated in the process according to the following equation :

$$\epsilon(T^*) = [\ln S_a(T^*) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T^*)] / \sigma_{\ln S_a}(T^*) \quad (5.4)$$

In the process described above, the prediction of the response corresponding to a specific event is obtained using *ground motion prediction equations* (GMPEs). To be consistent, the GMPEs used to develop the NBCC 2015 seismic hazard maps are used. These GMPEs are implemented in the algorithm in the form of look-up tables that are based on Atkinson

[et Adams](#) [8]. Shallow crustal earthquakes are the main type of events expected in Eastern North America (ENA) [14]. Thus, only one set of GMPEs is needed. This set is divided into a lower, central and upper GMPE that are used through a logic tree. This approach is a simple and efficient way to represented epistemic uncertainty [8].

The availability of strong ground motion records is very limited in ENA ; thus, the records have been selected from the PEER NGA-West2 database [49]. Because the attenuation of the ground motions in ENA is different than in WNA at low periods, this approach may be inadequate. However, if the spectral shape of the selected records well match the CMS developed for ENA, the selected ground motions may be acceptable [14].

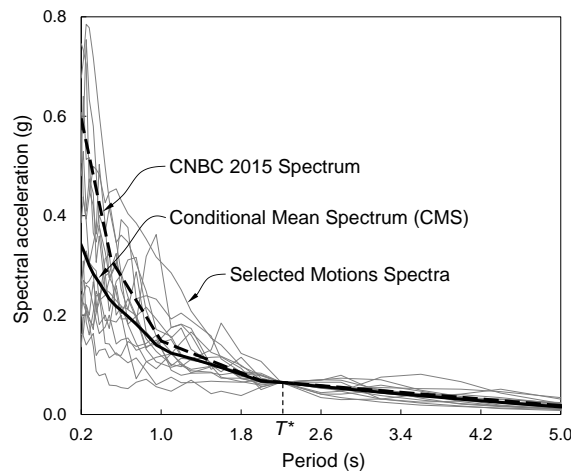


Figure 5.9 Example of selected ground motions for soil C in the coupled walls direction ($T^* = 2.24$ s).

Considering soil class

GMPEs look-up tables have been originally developed for a soil class B/C according to NBCC 2015 classification and then converted for a soil class C as described in [Halchuk et al.](#) [32]. In this project, multiple soil classes are studied ; therefore, GMPEs need to be converted accordingly. Based on the tables for a soil class C, values of the response at the building location could be converted using the site modification factors of NBCC 2015 art. 4.1.8.4 [46] that depend on the peak ground acceleration, the period and the soil class. These factors are based on the GMPE proposed by [Boore et Atkinson](#) [15] which follows a procedure developed by [Choi et Stewart](#) [18]. Indeed, target spectrum at the period of interest is also modified to take account of the soil class with the same factors.

5.5.7 Gravity load and damping

Contrary to linear analyses, nonlinear analyses are load path dependent. Indeed, the neutral axis position in sections of fibre-based elements depends on a combination of the moment and the axial load. Thus, the specified mass needs to correspond to the expected mass and not to the factored gravity loads. In this project, the gravity load in NLTHA is taken as the seismic mass recommended in NBCC 2015 [46] plus a part of the live load as recommended in PEER/ATC 72-1 [7]. The seismic mass is then computed as

$$1.0D + 0.25S + 0.4 \times 0.5L = 1.0 \text{ Dead} + 0.25 \text{ Snow} + 0.2 \text{ Live} \quad (5.5)$$

For NLTHA, part of the damping is inherent to the hysteretic behaviour of nonlinear materials. Other sources of energy dissipation that are not explicitly modelled can be included via viscous damping. However, there is no clear agreement on how to model this viscous damping [56]. PEER/ATC 72-1 [7] compared different methods, and Rayleigh damping, proportional to the mass matrix and the tangent stiffness matrix, achieved the best results for maintaining a given level of damping when the fundamental period of the building lengthens. Thus, for NLTHA, Rayleigh damping proportional to the mass matrix and the tangent stiffness matrix with a critical damping ratio of $\xi = 2\%$ is specified. The constants are computed with the first and last mode required to obtain 90% of the effective modal mass. For linear analyses, a constant damping ratio of 5% for all modes is specified.

5.6 Analyses results

In Figs. 5.10 to 5.12, the results for the uncracked section properties of the underground structure are presented to compare the influences of the soil type. From left to right, the results are presented for soil classes C to E. The upper and lower rows concern the cantilever and the coupled wall direction, respectively. In each figure, all models are compared to the reference curve (NLTHA) for one parameter. The interstorey drift is presented for the two directions in Fig. 5.10. Two types of columns are then analysed. Corner and interior columns present quite different behaviours, as the latter extends in the underground storeys and the former extends in the rigid foundation walls. The envelopes of the absolute flexural moment are presented for both types of columns. Fig. 5.11 presents the results for a corner column (column F6 in Fig. 5.6), while Fig. 5.12 presents the results for an interior column (column C5 in the cantilever wall direction and E3 in the coupled wall direction in Fig. 5.6). Shear envelopes are not presented to limit the number of figures.

However, the distribution of the shear is similar to that of the flexural moment, and the same observations would have been made.

The effect of a severely cracked underground structure is analysed in Figs. 5.13 to 5.15. These figures present the interstorey drift and flexural moment in the corner column F6 and middle column C5 in the cantilever wall direction.

The model names and characteristics are described in Section 5.5. However, the *GNS* label preceding the *LPH* label in the model names has been removed in the figure legends to avoid having an oversized legend box.

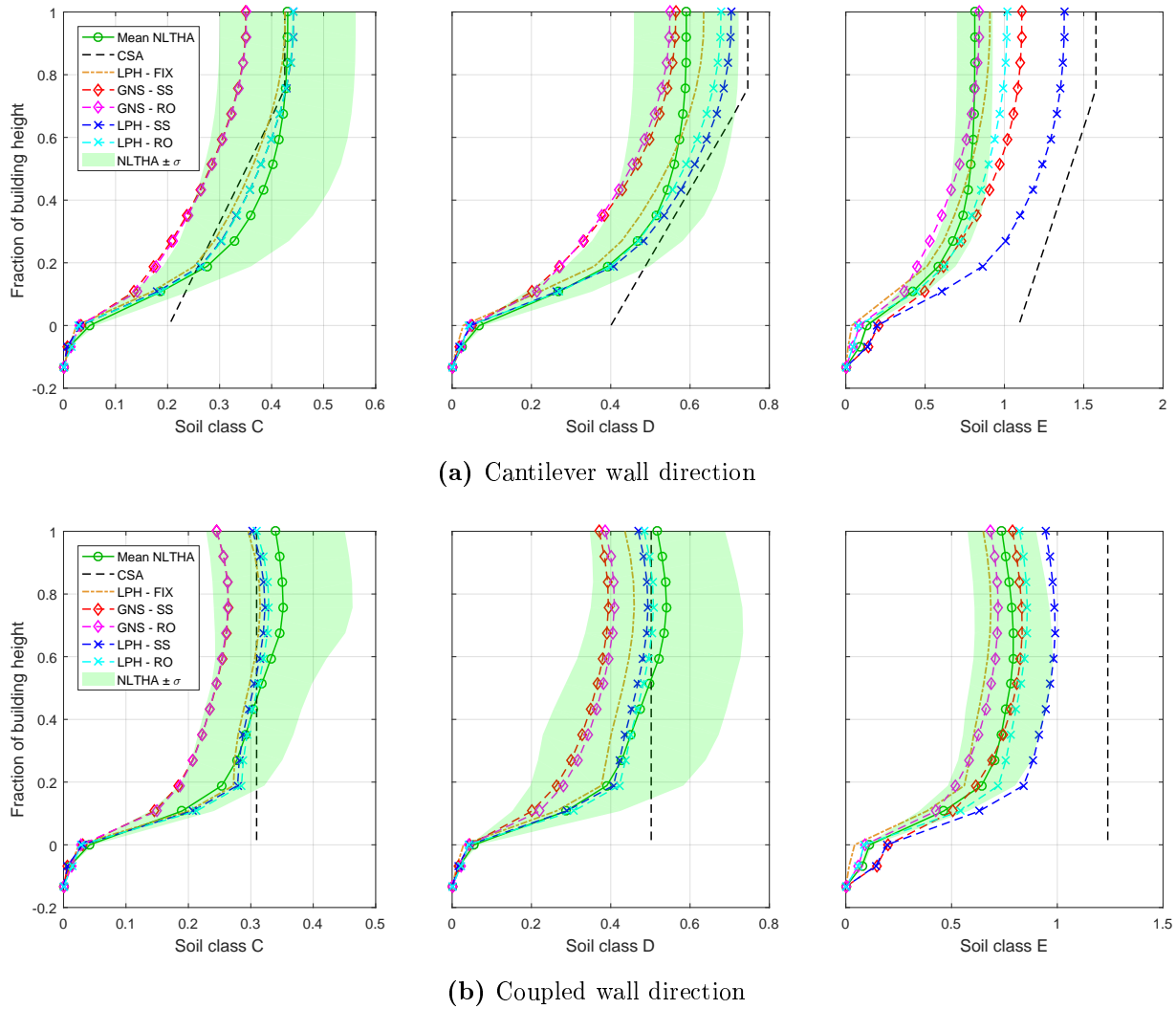


Figure 5.10 Lateral interstorey drift ratio, in percentage, with uncracked section properties of the underground structure. [Colour online].

5.6.1 Nonlinear time history analyses

In total, 192 NLTHAs were performed. The curve labelled *NLTHA* corresponds to the mean response of the 16 ground motions selected for one case. A typical representation of the variation of the results is represented by a shaded area that corresponds to ± 1 standard deviation (σ). As discussed, NLTHA is the most rigorous analysis method used in this project. The inelastic displacement profile is directly considered, and the SSI is modelled with a set of springs and dashpots according to the SS method, as discussed in Section 5.4.2. Therefore, its results are used to evaluate the performance of the other simplified methods, and the shaded area defines the target values.

NLTHA captures the inelastic behaviour of the SFRS that is generally concentrated at the base of the walls over the height of the plastic hinge zone. As the seismic excitation increases (from soil classes C to E), higher nonlinearity is observed, and the variation in the results decreases. This is clear in all figures (Figs. 5.10 to 5.14) and can be explained by the capacity design principle. If the wall severely yields for all ground motions, the seismic force developed in the SFRS is somewhat limited and is the same for all seismic input records.

5.6.2 Influence of soil class

For the interstorey drift (figs 5.10a, 5.10b), as was expected, the flexibility of the foundations has almost no effects for a stiff soil, whereas it becomes more important as the soil becomes softer. For soil class C, the SS, RO and FIX models give almost the same results. The response is more strongly influenced by the stiffness in the plastic hinge zone, and the *linear plastic hinge* (LPH) approximation leads to accurate results compared to NLTHA. As the soil becomes softer, for soil class E, the SS and RO models tend to overestimate the interstorey drift compared to NLTHA. Only the fixed-based model (LPH_FIX) remains in the target range for all cases, always being slightly lower than or crossing the NLTHA curve. These curves show that reducing the stiffness of the walls in the plastic hinge zone (LPH models) is the most important parameter in not underestimating the interstorey drift. The LPH_RO and LPH_FIX curves are generally the best fit for all cases compared to NLTHA. The simplified method in CSA A23.3-14 (curve CSA) globally well defines the shape of the interstorey drift profile. However, it slightly underestimates the demands for soil class C and largely overestimates it for soil class E. The relevance of the curve for coupled walls introduced in the Explanatory Notes on CSA A23.3-14 and highlighted first by Beauchamp *et al.* [13] is clearly shown in Fig. 5.10b.

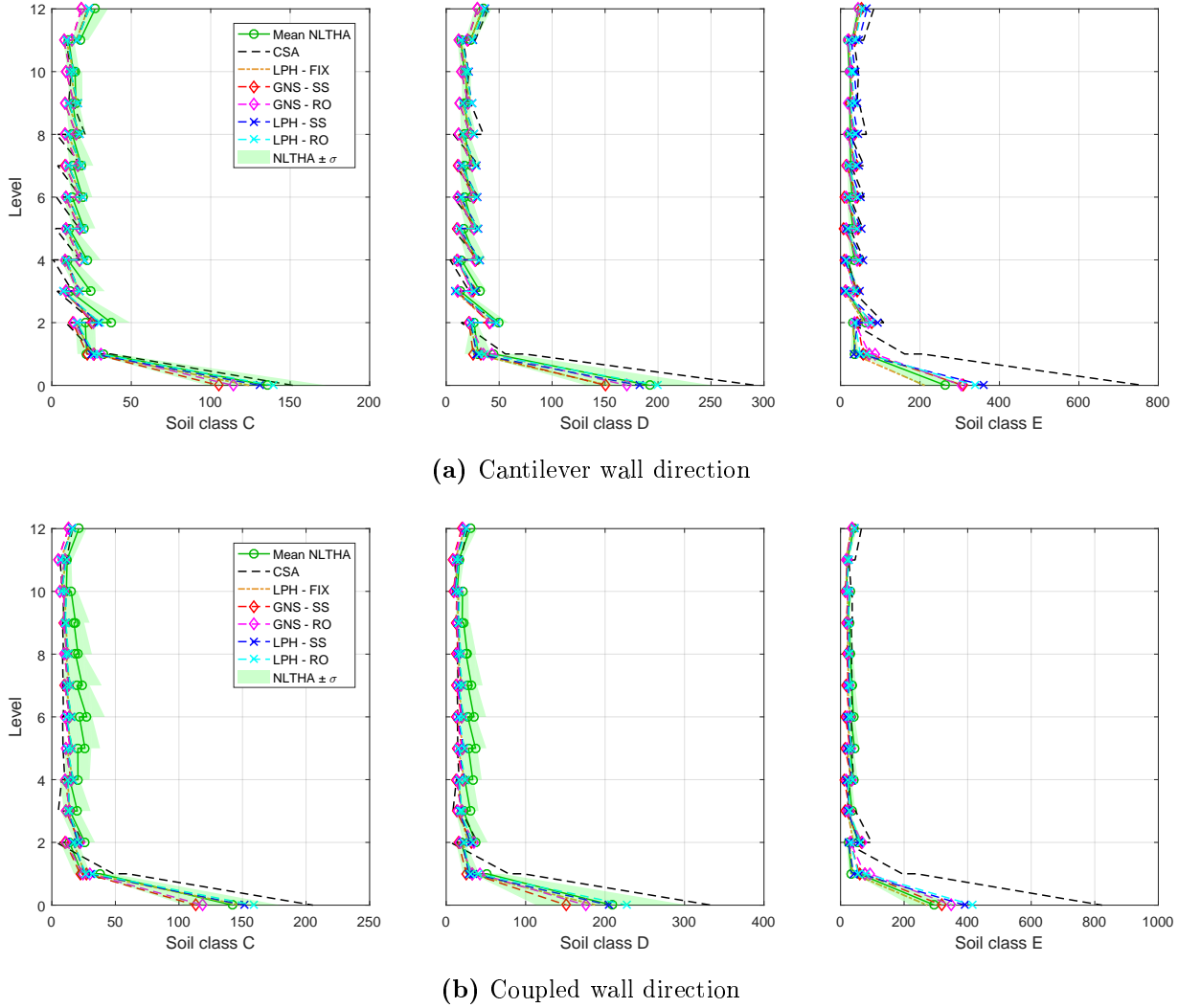


Figure 5.11 Flexural moment, in kN·m, in column F6 with uncracked section properties of the underground structure. [Colour online].

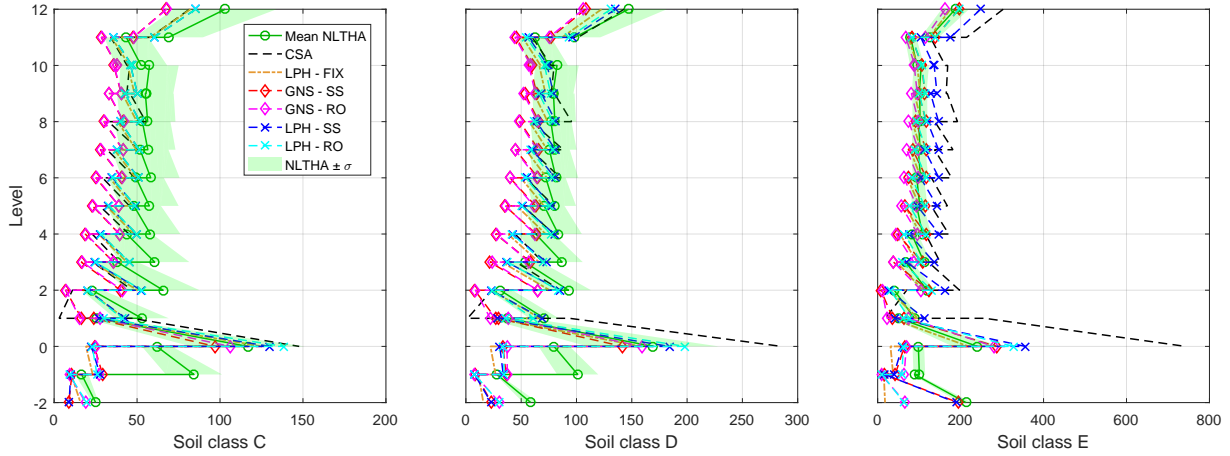
For the flexural moment in the corner column (Figs. 5.11a and 5.11b), all models are equivalent for the upper storeys. They are accurate compared to the NLTHA curve for almost all cases, except for soil classes C and D in the coupled wall direction (Fig. 5.11b), where the demands are a lower bound estimate. For the lower storeys, and particularly at the base, greater variability is observed from one model to the next. For soil classes C and D, the LPH_RO and LPH_SS models give an upper bound estimate, while the GNS models give a lower bound estimate. LPH_FIX is also accurate for soil class C but slightly underestimates the demands for soil class D and overestimates for soil class E. This could be expected, as SSI has stronger effects when the soil becomes softer. For soil class E, all models expect LPH_FIX are upper bound estimates. For all cases, modelling the foundation movements with a single rotational spring (RO) leads to higher demands

at the base than when SSI is modelled with a complete set of springs and dashpots (SS). LPH_SS is more accurate than NLTHA, while LPH_RO is an upper bound estimate.

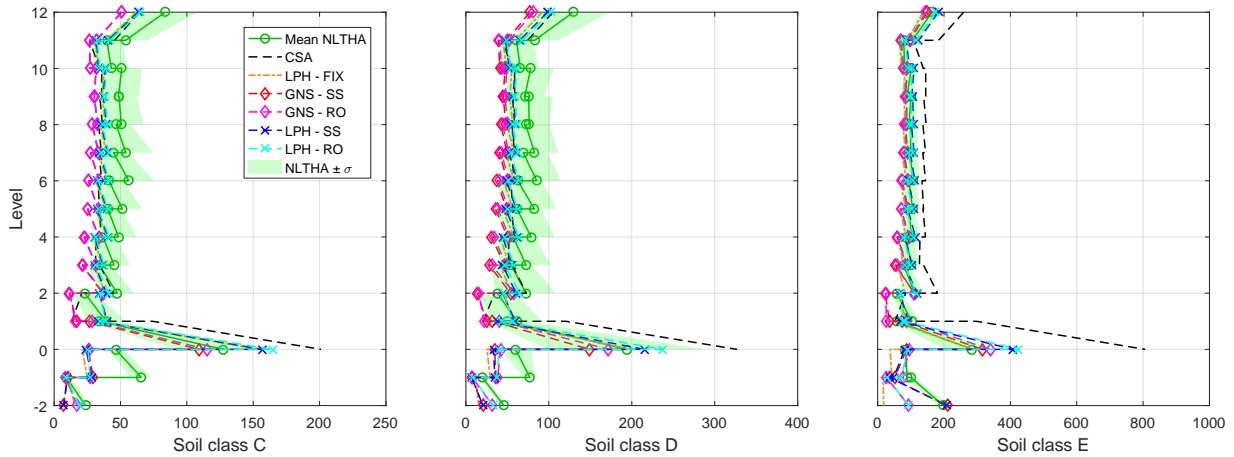
For the flexural moment in the interior column (Figs. 5.12a, 5.12b), greater dispersion is observed in the upper storeys. For soil classes C and D, all models are a lower bound estimate, with the GNS_RO and GNS_SS models being outside of the target range. For soil class E, all models are rather an upper bound estimate, except for LPH_FIX, which is still a lower bound. At the ground level, the same observations described above for the corner column can be made. In the underground storeys, as could be expected, the LPH approximation no longer has an effect, as the reduction in the plastic hinge is aboveground. The behaviour is more strongly influenced by the method for modelling foundation movements. The SS models give the best results compared to NLTHA, while the FIX model does not capture the behaviour of the underground column, particularly on soft soil.

In contrast to the interstorey drift, the flexural moment in the columns is better estimated with SS models in which foundation movements are considered by the more detailed method. This is especially true for columns in the underground levels. However, using a single rotational spring leads to pretty good results considering the simplicity of its implementation. The LPH_FIX model, which ignores foundation movements, is surprisingly a good lower bound estimate, even for soil class E. However, ignoring foundation movements leads to a poor estimate of demands in underground columns.

For the CSA method, the interstorey drift curves in Fig. 5.10 show an important initial drift at the ground level. However, in regard to imposing this displacement profile onto the building, the method does not hint at how to consider the initial drift in the underground storeys. Displacing the ground level to this drift value relative to the base is not realistic because unreasonable forces and deformations occur in foundation walls. Thus, in this paper, zero-displacement conditions have been imposed at the ground level, thereby ignoring the initial base drift. Because of this assumption, the CSA method tends to largely overestimate the demands at the base as the soil becomes softer, as shown in Figs 5.11 and 5.12. It is also not capable of estimating the demands of columns in underground storeys. However, regardless of the forces computed in the columns, they may not govern the design over the plastic hinge zone of shear walls or coupled walls. CSA A23.3-14 [22] indeed requires that columns and bearing walls have a curvature capacity greater than the curvature demand associated with the inelastic rotational demand in the SFRS over the plastic hinge zone.



(a) Cantilever wall direction (column C5)



(b) Coupled wall direction (column E3)

Figure 5.12 Flexural moment, in kN·m, in column C5 or E3 with uncracked section properties of the underground structure. [Colour online].

5.6.3 Effect of cracked underground structure

Even if the aboveground part of the shear walls is usually designed with uncracked section properties of the underground structure, using cracked section properties may increase the displacements and thus the demands in the GLRS. Hence, analyses have been conducted with severely cracked section properties of the underground structure for all cases, as shown in Table 5.4. The interstorey drift and the flexural moment in corner column F6 and interior column C5 in the cantilever wall direction are shown in Figs 5.13, 5.14 and 5.15. Only these results are presented, as they well represent the effects of a severely cracked underground structure.

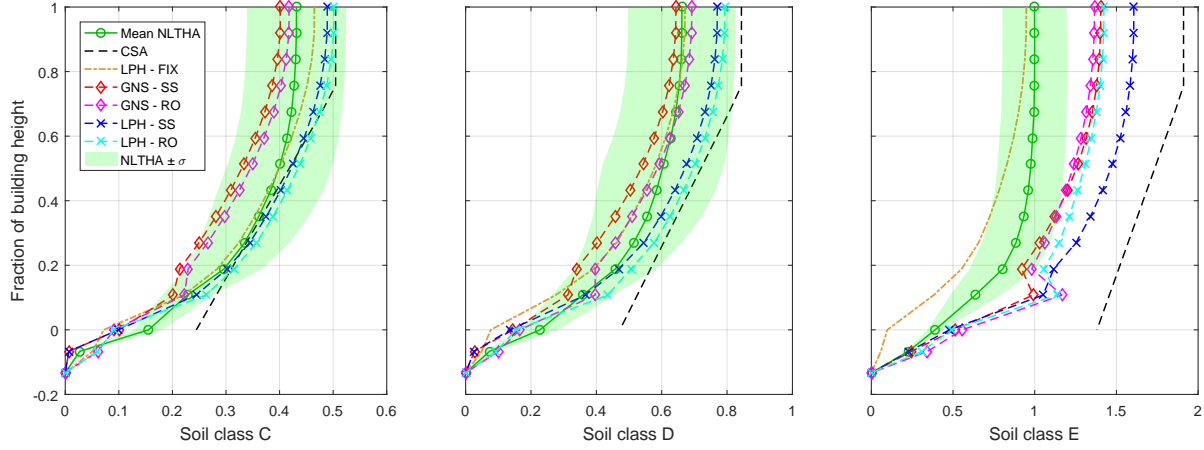


Figure 5.13 Lateral interstorey drift ratio, in percentage, for the cantilever wall direction with severely cracked section properties of the underground structure. [Colour online].

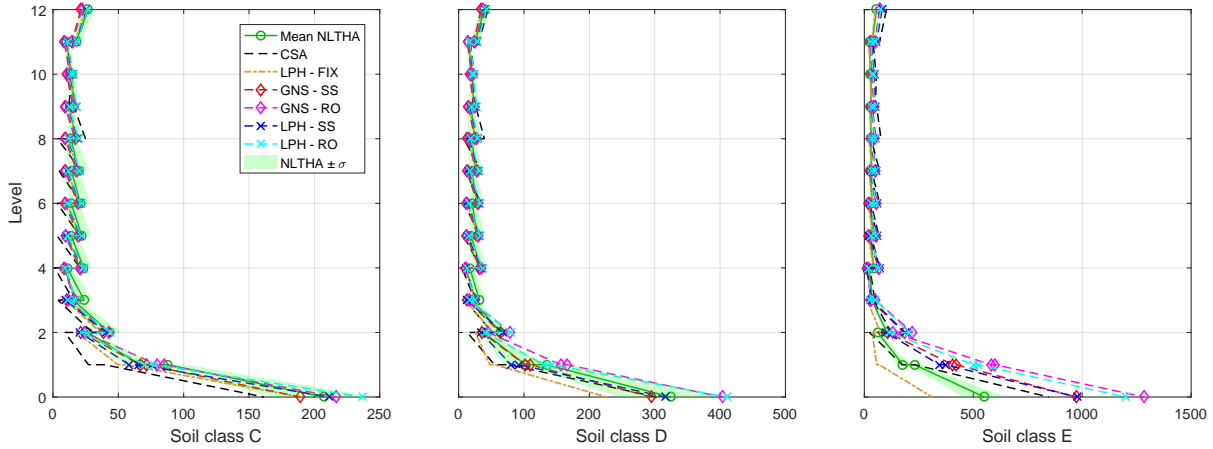


Figure 5.14 Flexural moment, in kN·m, in column F6 for the cantilever wall direction with severely cracked section properties of the underground structure. [Colour online].

When the underground structure is severely cracked, for the interstorey drift (Fig. 5.13), the flexibility of the foundation has stronger effects. Even for class C soil, there is a difference in the results between the SS, RO and FIX models. In comparison with the same results with an uncracked underground structure (Fig. 5.10a), all models tend to more strongly overestimate the interstorey drift compared to NLTHA. This overestimation is especially large for class E soil, except for the LPH_FIX model, which ignores foundation movements. The peak at the first level for class E soil is explained later in this section.

In Fig. 5.13, it is clear that the interstorey drift computed with NLTHA shows more rotation at the base than with the uncracked underground structure (Fig. 5.10a). This

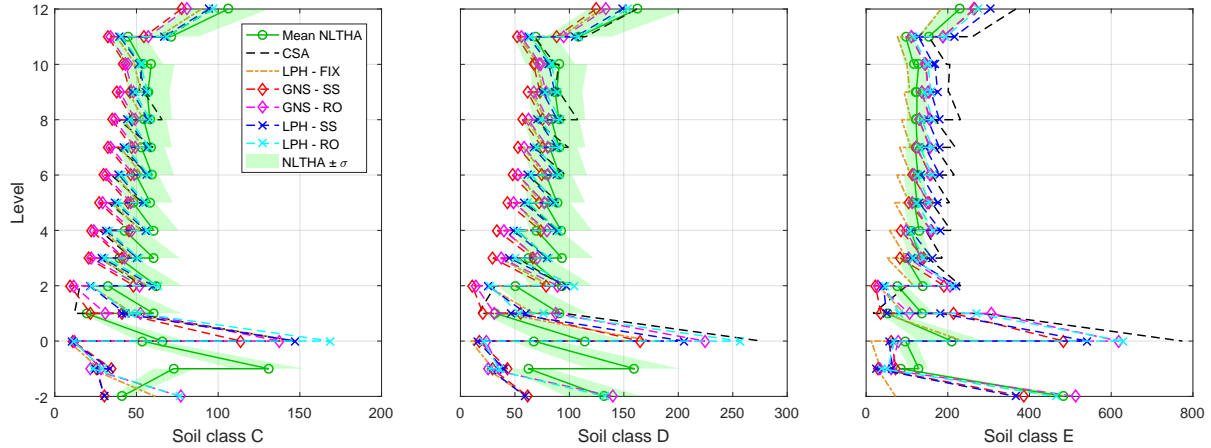


Figure 5.15 Flexural moment, in kN·m, in column C5 for the cantilever wall direction with severely cracked section properties of the underground structure. [Colour online].

shows that the flexural moment at the ground level in the corner column computed with NLTHA (Figs. 5.14) increases by approximately 50% compared to the results with the uncracked underground structure (Fig. 5.11a). This could be expected, as this column extends in the rigid foundation walls. However, for the interior column (Figs. 5.12a and 5.15) the opposite behaviour is observed. As the relative stiffness of the column to the slab increases when the underground structure is cracked, the forces developed in the column decrease at the ground level but tend to increase in the underground storeys.

For the upper levels, the flexural moments in columns F6 and C5 (Figs. 5.14 and 5.15) are well represented with all models compared to NLTHA. However, at the ground level, the behaviour shown by NLTHA is not well captured when the underground structure is severely cracked. The LPH_RO and GNS_RO models always overestimate the demands on the column, being worse as the soil becomes softer. LPH_SS, GNS_SS and CSA better model the demands but still overestimate them for class E soil. Only the LPH_FIX model, which ignores foundation movements, remains similar to NLTHA.

The large amplification shown by the SS and RO models when the underground structure is severely cracked (Figs. 5.14 and 5.15) can be explained through inspection of the modal results in the response spectrum analysis. The forces in the columns at the grade level are mainly controlled by the first vibration mode, which is shown conceptually in Fig. 5.16. This first vibration mode shows an important displacement of the core compared to the foundation walls at the ground level, and this effect becomes worse as the soil becomes softer. This means that the corner column has almost no initial rotation at its base and that it suffers a large displacement between the first and ground level, as shown in Fig. 5.16.

This also explains the peak at the first level in the interstorey drift curves in Fig. 5.13. For the interior column C5, the gap at the ground level for the SS and RO methods could partly be explained by the same reasoning. However, there is another cause of that gap. The stiffness of the columns of the ground level are reduced by an important factor according to the procedure proposed by [Beauchamp *et al.* \[13\]](#); however, the stiffness of the ground level slab cannot be reduced by the same factor because its properties are used to define the stiffness of the underground level diaphragms. This implies that the ground-level slab restrains the columns more so than expected, leading to a higher moment demand at the base of the columns. In NLTHA, the GLRS is not reduced; therefore, a realistic relative stiffness of the slab/column nodes is conserved.

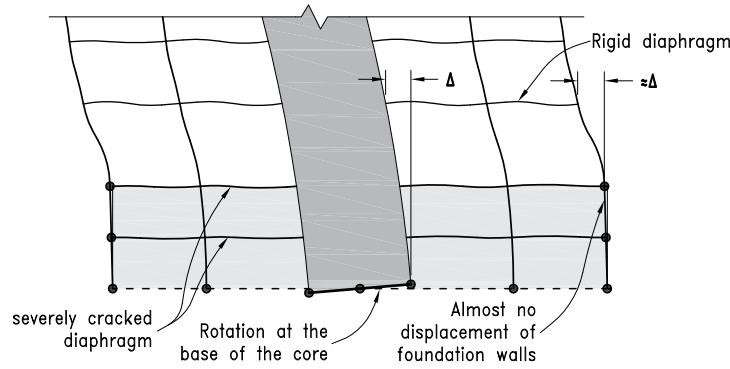


Figure 5.16 Typical deformed shape of the first vibration mode in response spectrum analysis.

5.7 Conclusions

This paper presents a complete and simple method for computing seismic demands in elements not part of the SFRS including foundation movements. Based on the method first proposed by [Beauchamp *et al.* \[13\]](#), this paper compares different models for considering foundation movements on linear soil media such as a simple rotational spring under each core (RO) or a complete set of springs and dashpots (SS). A fixed-base model including underground storeys (LPH_FIX) is also compared. These models are evaluated for a typical building by several NLTHAs in which SSI is modelled by a set of springs and dashpots, and ground motions are selected by the conditional spectrum method. NLTHAs are performed for soil classes ranging from stiff to soft (C, D and E according to NBCC 2015), and the effect of underground structure cracking is investigated by performing analyses on an uncracked and severely cracked underground structure. Additionally, all cases are used to assess the simplified method suggested in CSA A23.3-14. From the analysis results, the following conclusions can be drawn :

1. Using the linear plastic hinge approximation (LPH) is important in all proposed methods to obtain conservative results.
2. Modelling foundation movements is important for soft soils. Overall, the SS models give better results compared to NLTHA, but the RO models give a reasonable upper bound estimate considering the simplicity of its implementation. The FIX model may still be used, but it underestimates the demands. An amplification factor may be needed.
3. Using the cracked section properties of the underground structure leads to a larger flexural moment demand at the base of the columns that extends in foundation walls and in underground columns. On the other hand, uncracked section properties of the underground structure lead to a larger flexural moment demand at the ground level for columns that extend in the underground storeys.
4. Methods based on response spectrum analysis in which foundation movements are modelled and in which the severely cracked section properties of the underground structure are considered should be used with care. Important amplifications at the base of ground-level columns may appear because of the relative movement of the core inside the underground structure in the deformed shape of the first vibration mode.
5. The simplified method proposed in CSA A23.3-14 is quite cumbersome to implement. It produces satisfactory results for a stiff soil but largely overestimates the demands for a soft soil.

Based on these results, the most efficient method of computing demands in the GLRS is to use the method proposed by [Beauchamp *et al.* \[13\]](#) on a model that includes the underground storeys, in which the stiffness over the plastic hinge zone is reduced. Foundation movements should be explicitly considered for soil class D and softer. Then, at least a single rotational spring should be assigned under each core, or a complete set of springs and dashpots can be specified. If a fixed-base model is used, the forces calculated in the columns of the first storeys should be amplified. For the purpose of computing demands in the GLRS, underground structure cracking should be considered, as it leads to greater demands in certain components and is more realistic. When a building is analysed on a very soft soil, as in class E soil in this paper, the behaviour of the GLRS is poorly captured by simplified linear methods. Hence, for class E soil, nonlinear analysis is required. However, many other analyses on other buildings, in which parameters such as the height, number of underground storeys and layout configuration are varied, would be needed to more effectively assess the procedure proposed herein to consider foundation movements.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada and the *Fond de recherche du Québec - Nature et technologie*. Support from the Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP) of the *Université de Sherbrooke* is also acknowledged.

CHAPITRE 6

CONCLUSION

Le dimensionnement parasismique des bâtiments a toujours été un défi de taille pour les ingénieurs, surtout quand il est question de considérer l'interaction de ceux-ci avec le sol, c'est-à-dire l'interaction sol-structure (ISS). L'excitation sismique est effectivement pondérée pour tenir compte des conditions du site, mais le mouvement du sol lui-même est rarement considéré. Ainsi, les efforts qui doivent être totalement repris par le système de reprise des charges sismiques (SRFS) sont généralement conservateurs, mais les déplacements qui sont responsables des efforts induits dans les éléments du système de reprise des charges gravitaires (SRCG) peuvent être sous-estimés. Le dimensionnement du SRCG n'en demeure pas moins important. En effet, l'étude des dommages lors des plus récents événements majeurs a montré que la rupture des éléments du SRCG est l'une des principales causes menant à l'effondrement des bâtiments.

À la suite de récentes recherches, la norme CSA A23.3-14 exige que le profil inélastique des déplacements et le mouvement des fondations soient considérés pour le dimensionnement des éléments du SRCG. Or, ces deux éléments sont complexes à mettre en oeuvre d'un point de vue informatique et sont rarement considérés en pratique. Une méthode simplifiée est donc proposée dans la norme, mais elle est fastidieuse à exécuter. [Beauchamp *et al.* \[13\]](#) ont alors récemment proposé une alternative très prometteuse. Par contre, cette dernière ne permet pas de considérer le mouvement des fondations telle que présentée.

Cette recherche présente une méthode simple et complète pour calculer les demandes sismiques dans les éléments qui ne font pas partie du système de reprise des charges sismiques en incluant le mouvement des fondations. Basée sur la méthode proposée par [Beauchamp *et al.* \[13\]](#), cette étude compare différentes approches afin de considérer le mouvement des fondations sur un dépôt de sol linéaire, comme un simple ressort en rotation sous chaque noyau (RO) ou un ensemble complet de ressorts et d'amortisseurs (SS). Un modèle encastré sous la fondation (FIX) est aussi comparé. Ces approches sont évaluées pour un bâtiment typique par plusieurs analyses temporelles non-linéaires (NLTHA) dans lesquelles l'ISS est modélisée par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs et les signaux sont sélectionnés par la méthode du spectre conditionnel. Les analyses non-linéaires sont faites pour un sol variant de rigide à meuble (C,D et E selon le CNBC 2015) et l'effet de la fissuration des niveaux souterrains est analysé en réalisant les analyses pour une structure

en sous-sol non-fissurée et très fissurée. De plus, tous ces cas sont utilisés pour valider la méthode simplifiée suggérée dans la norme CSA A23.3-14. À partir des résultats des analyses, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

1. L'approximation « *linear plastic hinge* » (LPH) est importante dans toutes les méthodes proposées afin d'obtenir des résultats conservateurs.
2. La modélisation du mouvement des fondations est importante pour les sols plus flexibles. Globalement, les modèles SS donnent les meilleurs résultats en comparaison des NLTHA, mais les modèles RO représentent une estimation raisonnable par la borne supérieure considérant la simplicité de la mise en oeuvre.
3. L'utilisation des propriétés fissurées de la structure en sous-sol mène à une demande en moment supérieure à la base des colonnes qui se prolongent dans les murs de fondation et dans les niveaux souterrains. D'un autre côté, les propriétés non-fissurées de la structure en sous-sol mènent à une demande en moment supérieure au niveau du rez-de-chaussée des colonnes qui se prolongent dans les niveaux souterrains.
4. Les méthodes basées sur la superposition modale des réponses spectrales dans lesquelles le mouvement des fondations est modélisé et les propriétés très fissurées de la structure en sous-sol sont considérées devraient être utilisées avec soin. D'importantes amplifications au niveau du rez-de-chaussée des colonnes peuvent apparaître à cause du déplacement relatif du noyau à l'intérieur des niveaux souterrains dans la déformée du premier mode de vibration.
5. La méthode simplifiée proposée dans la norme CSA A23.3-14 est fastidieuse à appliquer. Néanmoins, elle donne d'assez bons résultats pour un sol C, mais surestime grandement pour un sol E.

Basée sur ces résultats, la manière la plus efficace pour calculer les demandes sismiques dans le SRCG est d'utiliser la méthode proposée par [Beauchamp *et al.* \[13\]](#) dans un modèle qui inclut les niveaux souterrains, dans lequel la rigidité dans la zone de rotule plastique est réduite. Le mouvement des fondations devrait être explicitement modélisé pour un sol de classe D ou plus flexible. Pour ce faire, un simple ressort en rotation devrait minimalement être modélisé sous chaque noyau ou un ensemble complet de ressorts et d'amortisseurs pourrait être spécifié. Si un modèle encastré à la base est utilisé, les forces calculées dans les colonnes des premiers niveaux devraient être amplifiées. Afin de calculer les demandes dans le SRCG, la fissuration des niveaux souterrains devrait être considérée, puisque cela mène à une demande supérieure dans certains éléments. Lorsqu'un bâtiment est analysé sur un sol de classe E, le comportement est difficilement représenté par des méthodes d'analyse linéaires. De ce fait, pour un sol de classe E, une analyse non-linéaire est requise. Toutefois,

plusieurs autres analyses sur d'autres bâtiments, dans lesquels les paramètres comme la hauteur, le nombre d'étages en sous-sol et la configuration en plan sont variés, seraient nécessaires afin d'apporter des validations supplémentaires à la procédure décrite ci-haut pour considérer le mouvement des fondations.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- [1] ACI committee 318 (2014). *ACI 318-14 : Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [2] Adebar, P. (2015). Nonlinear rotation of capacity-protected foundations : The 2015 Canadian building code. *Earthquake Spectra*, volume 31, numéro 4, p. 1885–1907.
- [3] Adebar, P., Bazargani, P., Mutrie, J. et Mitchell, D. (2010). Safety of gravity-load columns in shear wall buildings designed to Canadian standard CSA A23.3. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 37, numéro 11, p. 1451–1461.
- [4] Adebar, P., DeVall, R., Bazargani, P. et Anderson, D. (2014). Seismic design of foundations : The 2015 Canadian Building Code. Dans *10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering : Frontiers of Earthquake Engineering, NCEE 2014, July 21, 2014 - July 25, 2014*. Earthquake Engineering Research Institute.
- [5] Adebar, P., DeVall, R. et Mutrie, J. (2014). Design of gravity-load resisting frames for seismic displacement demands. Dans *10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering : Frontiers of Earthquake Engineering, NCEE 2014, July 21, 2014 - July 25, 2014*. Earthquake Engineering Research Institute.
- [6] ASCE (2016). *ASCE/SEI 7-16 Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers : Structural Engineering Institute.
- [7] (ATC), A. T. C. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings* (Rapport technique PEER/ATC-72-1). Pacific Earthquake engineering Research Center (PEER), Redwood City, CA.
- [8] Atkinson, G. et Adams, J. (2013). Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, numéro 10, p. 988–98.
- [9] Baker, J. W. (2011). Conditional mean spectrum : Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, volume 137, numéro 3, p. 322–331.
- [10] Baker, J. W. et Jayaram, N. (2008). Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra*, volume 24, numéro 1, p. 299–317.
- [11] Baker, J. W. et Lee, C. (2017). An improved algorithm for selecting ground motions to match a conditional spectrum. *Journal of Earthquake Engineering*, p. 1–16.
- [12] Beauchamp, J., Paultre, P. et Léger, P. (2016). *Calcul simplifié des efforts dans les éléments d'une structure ne faisant pas partie du système de reprise des efforts sismiques*. Memoire de maitrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke.

-
- [13] Beauchamp, J., Paultre, P. et Léger, P. (2017). A simple method for determining seismic demands on gravity load frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 44, numéro 8, p. 661–673.
 - [14] Bernier, C., Monteiro, R. et Paultre, P. (2016). Using the conditional spectrum method for improved fragility assessment of concrete gravity dams in Eastern Canada. *Earthquake Spectra*, volume 32, numéro 3, p. 1449–1468.
 - [15] Boore, D. M. et Atkinson, G. M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, volume 24, numéro 1, p. 99–138.
 - [16] Boulanger, B., Lamarche, C.-P., Proulx, J. et Paultre, P. (2013). Analysis of a damaged 12-storey frame-wall concrete building during the 2010 Haiti earthquake Part I : Dynamic behaviour assessment. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, numéro 8, p. 791–802.
 - [17] CAC (2016). *Concrete Design Handbook*, 4^e édition. Cement Association of Canada, Ottawa.
 - [18] Choi, Y. et Stewart, J. P. (2005). Nonlinear site amplification as function of 30 m shear wave velocity. *Earthquake Spectra*, volume 21, numéro 1, p. 1–30.
 - [19] CNRC (2015). *Code national du bâtiment du Canada*. Conseil national de recherche du Canada, Ottawa, ON, Canada.
 - [20] Computers and Structures inc. (2016). ETABS Ultimate 2016 v16.0.2.
 - [21] Computers and Structures inc. (2016). SAP2000 Ultimate v18.2.0.
 - [22] CSA (2014). *Design of concrete structures : CSA A23.3-14*. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.
 - [23] Daneshvar, P., Bouaanani, N. et Godia, A. (2015). On computation of conditional mean spectrum in Eastern Canada. *Journal of Seismology*, volume 19, numéro 2, p. 443–67.
 - [24] Dezhdar, E. (2012). *Seismic response of cantilever shear wall buildings*. Thèse de doctorat, University of British Columbia, Vancouver.
 - [25] Dowling, J., Finn, W. D. L., Ventura, C. E., Bebamzadeh, A. et Fairhurst, M. (2016). An alternative approach to site factors for NBCC 2015. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 43, numéro 12, p. 1017–1024.
 - [26] Elwood, K. J. (2013). Performance of concrete buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake and implications for Canadian codes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, numéro 8, p. 759–776.
-

-
- [27] Filiatrault, A., Tremblay, R., Christopoulos, C., Folz, B. et Pettinga, D. (2013). *Elements of earthquake engineering and structural dynamics*, 3^e édition. Presses internationales polytechniques, Montréal.
- [28] Filippou, F. C., Popov, E. P. et Bertero, V. V. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints* (Rapport technique EERC 83-19). University of California, Berkeley, California.
- [29] Gazetas, G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, volume 117, numéro 9, p. 1363–1381.
- [30] Ghosh, S. et Wilson, E. L. (1969). *Dynamic stress analysis of axisymmetric structures under arbitrary loading* (Rapport technique EERC 69-10). University of California, Berkeley, California.
- [31] Global Earthquake Model Foundation (2017). OpenQuake Engine 2.5.0.
- [32] Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J. et Rogers, G. C. (2014). *Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 national building code of Canada* (Rapport technique 7576). Geological Survey of Canada, 15 p.
- [33] Hashash, Y. M., Musgrove, M. I., Harmon, J. A., Groholski, D., Phillips, C. A. et Park, D. (2015). *DEEPSOIL v6.1, User Manual* (Rapport technique). Urbana, IL.
- [34] Jayaram, N., Ting Lin et Baker, J. (2011). A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra*, volume 27, numéro 3, p. 797–815.
- [35] Léger, P. et Boughoufalah, M. (1989). Earthquake input mechanisms for time-domain analysis of dam-foundation systems. *Engineering Structures*, volume 11, numéro 1, p. 37–46.
- [36] Lin, T., Harmsen, S. C., Baker, J. W. et Luco, N. (2013). Conditional spectrum computation incorporating multiple causal earthquakes and ground-motion prediction models. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 103, numéro 2 A, p. 1103–1116.
- [37] Lysmer, J. et Kuhlemeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. Dans *Proceedings of the American Society of Civil Engineering*. Journal of the Engineering Mechanics Division.
- [38] Mander, J., Priestley, M. et Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, volume 114, numéro 8, p. 1804–1826.
- [39] Marzban, S., Banazadeh, M. et Azarbakht, A. (2014). Seismic performance of reinforced concrete shear wall frames considering soil-foundation-structure interaction. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, volume 23, numéro 4, p. 302–318.
-

-
- [40] MathWorks (2016). MATLAB R2016a.
 - [41] Menegetto, M. et Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded rc plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Dans *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by well Defined Repeated Loads*. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, p. 15–22.
 - [42] Mitchell, D., DeVall, R. H., Saatcioglu, M., Simpson, R., Tinawi, R. et Tremblay, R. (1995). Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 22, numéro 2, p. 361–377.
 - [43] Mylonakis, G., Nikolaou, S. et Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading : Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, volume 26, numéro 9, p. 824–853.
 - [44] Naish, D., Fry, A., Klemencic, R. et Wallace, J. (2013). Reinforced concrete coupling beams-Part II : Modeling. *ACI Structural Journal*, volume 110, numéro 6, p. 1067–75.
 - [45] NEHRP Consultants Joint Venture (2012). *Soil-Structure Interaction for Buildings Structures* (Rapport technique NIST GCR 12-917-21). National Institute of Standards and Technology, 292 p.
 - [46] NRCC (2015). *National Building Code of Canada 2015*. National Research Council Canada and Canadian Commission on Building and Fire Codes, Ottawa, ON, Canada.
 - [47] Ordonez, G. A. (2011). SHAKE2000 A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems.
 - [48] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees).
 - [49] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2014). PEER Ground Motion Database.
 - [50] Pais, A. et Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, volume 7, numéro 4, p. 213–227.
 - [51] Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*. Hermès Science publications, Paris.
 - [52] Paultre, P. (2017). *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*, 2^e édition. Presses internationales Polytechnique, Canada.
 - [53] Paultre, P. et Lavoie, M. (1991). Effects of soil-structure interaction on the seismic performance of a concrete frame-wall structure. Dans *Proceedings of the Sixth Canadian Conference on Earthquake Engineering, 12 - 14 June 1991, Toronto*. Univ. of Toronto Press, Toronto, p. 405–412.
-

-
- [54] Paultre, P., Lefebvre, G., Devic, J.-P. et Cote, G. (1993). Statistical analysis of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 20, numéro 6, p. 988–998.
- [55] Reimer, R. B. (1973). *Deconvolution of seismic response for linear systems* (Rapport technique EERC 73-10). University of California, Berkeley, California.
- [56] Seismosoft (2016). *SeismoStruct - User Manual* (Rapport technique). Seismosoft, Italy.
- [57] Seismosoft (2016). *SeismoStruct - Verification Report* (Rapport technique). Seismosoft, Italy.
- [58] Seismosoft (2016). SeismoStruct 2016 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.
- [59] Son Vu, N., Li, B. et Beyer, K. (2014). Effective stiffness of reinforced concrete coupling beams. *Engineering Structures*, volume 76, p. 371–382.
- [60] Sooch, G. S. et Bagchi, A. (2014). A new iterative procedure for deconvolution of seismic ground motion in dam-reservoir-foundation systems. *Journal of Applied Mathematics*, volume 2014, p. 1–10.
- [61] Stewart, J. P., Chu, D. B., Lee, S., Tsai, J., Lin, P., Chu, B., Moss, R. E., Seed, R. B., Hsu, S., Yu, M. et Wang, M. C. (2003). Liquefaction and non-liquefaction from 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake. Dans *Proceedings of the Sixth U.S. Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering, August 10, 2003 - August 13, 2003*. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph. American Society of Civil Engineers, p. 1021–1030.
- [62] Stewart, J. P. et Tileylioglu, S. (2007). Input ground motions for tall buildings with subterranean levels. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, volume 16, numéro 5, p. 543–557.
- [63] Wilson, E. L. (2002). *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures : a physical approach with emphasis on earthquake engineering*. CSI, Berkeley, Calif.
-

